



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE TOWER
MENGUNAKAN METODE BETON PRACETAK
DENGAN SAMBUNGAN KERING DAN SISTEM
GANDA**

ARDHIAN SETYA MULYAWAN
NRP. 3112 100 138

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE TOWER
MENGUNAKAN METODE BETON PRACETAK
DENGAN SAMBUNGAN KERING DAN SISTEM
GANDA**

ARDHIAN SETYA MULYAWAN
NRP. 3112 100 138

Dosen Pembimbing
Ir. Faimun, Msc., Phd.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN OF MERCANTILE TOWER USING
PRECAST CONCRETE METHOD WITH DRY
CONNECTION AND DUAL SYSTEM**

ARDHIAN SETYA MULYAWAN
NRP. 3112 100 138

Academic Supervisor
Ir. Faimun, Msc., Phd.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING DAN
SISTEM GANDA**

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur

Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ARDHIAN SETYA MULYAWAN

Nrp. 3112 100 138

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

Ir. Faimun, Msc., Ph.D.



**SURABAYA
JULI 2017**

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE TOWER MENGUNAKAN METODE BETON PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING DAN SISTEM GANDA

Nama Mahasiswa : Ardhian Setya Mulyawan
NRP : 3112100138
Jurusan : Teknik Sipil FTSP ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Faimun, Msc.. PhD.

Abstrak

Metode beton pracetak merupakan metode yang digunakan dalam perancangan bangunan disamping metode konvensional dengan cara cor ditempat. Penggunaan metode beton pracetak didasari pada beberapa keunggulan yang dimilikinya dibandingkan metode konvensional (cor ditempat).

Perencanaan Gedung Mercantile Tower pada kondisi sebenarnya dirancang menggunakan metode konvensional (cor ditempat). Pemilihan metode pracetak didasari oleh kecepatan pelaksanaan , kontrol kualitas mutu yang tinggi, ramah lingkungan, serta pengurangan jumlah tenaga kerja. Perencanaan dengan komponen pracetak diaplikasikan pada seluruh komponen struktur primer dan sekunder kecuali struktur dinding geser. Metode penyambungan yang digunakan adalah produk dari *Peikko Group* menggunakan baut (*bolted-connection*) dan *coupler*. Analisis perhitungan sambungan berdasarkan kekuatan gaya aksial sambungan yang dibandingkan dengan kekuatan tulangan setelah leleh ($1,25f_y$) dan panjang penyaluran yang sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

Dari hasil analisis digunakan pelat setebal 14 cm, balok anak 30x45 cm, balok induk 1 45x70 cm, balok induk 2 40x60 cm, kolom dibagi ke dalam tiga jenis setiap lima lantai, mulai dari ukuran 85x85 cm, 80x80 cm, dan 70x70 cm, shearwall setebal 25

cm. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada Gedung Mercantile Tower akan dituangkan pada gambar teknik dengan program bantu AutoCad.

Kata Kunci : metode beton pracetak, metode beton konvensional, Mercantile Tower, *bolted-connection, coupler, Peikko Group*.

DESIGN OF MERCANTILE TOWER USING PRECAST CONCRETE METHOD WITH DRY CONNECTION AND DUAL SYSTEM

Student Name : Ardhian Setya Mulyawan
NRP : 3112100138
Department : Teknik Sipil FTSP ITS
Academic Supervisor : Ir. Faimun, Msc.. PhD.

Abstract

Prefabricated concrete method is a method used in the design of the building beside using the conventional methods by means of casting concrete in site. The use of prefabricated concrete methods has several advantages compared to conventional methods (cast in site).

The Planning of Mercantile Tower Building is designed using conventional methods (cast in site) with a twenty-six floors in height. The selection of prefabricated method based on speed of execution, quality control of high-quality, environmentally friendly, as well as a reduction in the amount of labor. The plan with prefabricated components are applied to the entire structure of the primary and secondary components except wall shear structures. Method of connection is using the bolt (bolted-connection) and a coupler from a product of Peikko Group. Analysis of calculation of connection based on the axial force of the connections compared to the strength of the reinforcement after melting (1,25fy) and the length of the distribution according to the regulations of the SNI 2847:2013.

From the results of the analysis used 14 cm thick of plates, 30x45 cm secondary beam, 45x70 cm primary beam 1, 40x60 primary beam 2, column is divided into three types each five floors, 85x85 cm, 80x80 cm, and 70x70 cm, and 25 cm thick

shearwall. The results of the structure analysis that has been done on Mercantile Tower will be poured on engineering drawings with AutoCad program.

Key Words : precast concrete method, conventional concrete method, Mercantile Tower, bolted-connection, coupler, Peikko Group.

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“Perencanaan Gedung Mercantile Tower Menggunakan Metode Beton Pracetak dengan Sambungan Kering dan Sistem Ganda”**. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesainya Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Semua anggota keluarga yang telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di ITS
2. Ir. Faimun, MSc., PhD. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan serta bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini
3. Seluruh dosen pengajar di Departemen teknik sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis
4. Keluarga Livic Senilria dan Teman-teman Departemen teknik sipil yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan tugas akhir ini

Dalam pembuatan tugas akhir ini, penulis menyadari bahwa tugas akhir yang penulis buat masih sangat jauh dari kesempurnaan. Jadi dengan rasa hormat penulis mohon petunjuk, saran, dan kritik terhadap tugas akhir ini. Sehingga kedepannya, diharapkan ada perbaikan terhadap proposal tugas akhir ini serta dapat menambah pengetahuan bagi penulis,

Surabaya, Juli 2017

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
TITLE PAGE	iii
LEMBAR PENGESAHAN.....	v
ABSTRAK	vii
ABSTRACT	ix
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI	xiii
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR TABEL	xxiii
BAB I	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat.....	5
BAB II	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Beton Pracetak.....	7
2.3 Tinjauan Perhitungan Gempa.....	7
2.4 Tinjauan Elemen Pracetak.....	12
2.5 Titik-Titik Angkat dan Sokongan	17
BAB III.....	23
3.1 Umum.....	23
3.2 Pencarian dan Pengumpulan Data.....	23
3.3 Bagan Alir Perencanaan	25

3.4 Preliminary Desgin Bangunan Atas	26
3.5 Permodelan Struktur	27
3.6 Pembebanan Struktur Bangunan Atas.....	27
3.7 Analisa Struktur	29
3.8 Perencanaan Struktur Sekunder	29
3.9 Perencanaan Sambungan.....	32
3.10 Perencanaan Pondasi.....	37
3.11 Gambar Teknik	39
3.12 Kesimpulan dan Saran	39
BAB IV.....	41
4.1 Umum.....	41
4.2 Data Perencanaan	41
4.3 Perencanaan Dimensi Balok	42
4.4 Perencanaan Tebal Pelat	44
4.5 Perencanaan Dimensi Kolom.....	45
4.6 Perencanaan Tebal Dinding Geser.....	50
BAB V	51
5.1 Umum.....	51
5.2 Permodelan Struktur	51
5.3 Pembebanan Gravitasi.....	52
5.4 Pembebanan Gempa Dinamis	53
5.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T).....	57
5.6 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear).....	59

5.7 Kontrol Dual System	61
5.8 Kontrol Partisipasi Massa.....	61
5.9 Kontrol Drift.....	62
BAB VI	67
6.1 Struktur Pelat Pracetak	67
6.2 Struktur Balok Anak Pracetak	78
6.3 Perencanaan Tangga Pracetak	92
6.4 Perencanaan Balok Lift	113
BAB VII	124
7.1 Umum.....	125
7.2 Perencanaan Balok Induk Pracetak	125
7.3 Perencanaan Kolom.....	172
7.4 Perencanaan Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>).....	196
7.5 Rekapitulasi Penulangan Kolom dan Shear Wall	211
BAB VIII.....	213
8.1 Umum.....	213
8.2 Konsep Desain Sambungan.....	213
8.3 Perencanaan Sambungan Balok – Kolom	215
8.4 Perencanaan Sambungan Balok Anak – Balok Induk dan Balok Anak – Balok Anak	227
8.5 Perencanaan Sambungan Pelat Lantai – Balok ..	229
8.6 Perencanaan Sambungan Tangga – Balok	232
8.7 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom.....	235

BAB IX.....	239
9.1 Umum.....	239
9.2 Beban Struktur	239
9.3 Kriteria Design	241
BAB X.....	265
10.1 Umum.....	265
10.2 Fabrikasi Beton Pracetak	265
10.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane	265
10.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak	266
10.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak	267
BAB XI.....	273
11.1 Kesimpulan	273
11.2 Saran.....	275
DAFTAR PUSTAKA	277

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Ss	9
Gambar 2.2 S1	10
Gambar 2.3 Respon Spektra Desain.....	11
Gambar 2.4 Hollow Core Slab	13
Gambar 2.5 Pelat pracetak tanpa lubang (Solid Slab).....	13
Gambar 2.6 Pelat pracetak Single Tee dan Double Tees	13
Gambar 2.7 Balok berpenampang persegi (Rectangular Beam)	14
Gambar 2.8 Balok berpenampang L (L-Shape Beam)	14
Gambar 2.9 Balok T terbalik (Inverted Tee Beam).....	14
Gambar 2.10 Penampang Kolom Pracetak.....	15
Gambar 2.11 Sambungan Baut.....	16
Gambar 2.12 Hysteresis Curve Sambungan Baut	16
Gambar 2.13 Posisi titik angkat pelat (4 buah titik).....	18
Gambar 2.14 Posisi titik angkat pelat (8 buah titik).....	16
Gambar 2.15 Pengangkatan balok.....	17
Gambar 2.16 Pembebanan balok saat pengangkatan	17
Gambar 2.17 Titik angkat untuk produk pracetak balok.....	21
Gambar 2.18 Detail penyaluran kait standar	20
Gambar 3.1 Gaya Aksial dan Gaya Geser Kolom.....	33
Gambar 3.2 Penyaluran Pada Geser Sambungan Balok - Kolom.....	34
Gambar 3.3 Penggunaan Pelat Baja Penyambung	34
Gambar 3.4 Parameter geometri konsol pendek.....	35
Gambar 3.5 Sambungan balok induk - balok anak.....	36
Gambar 3.6 Sambungan balok induk dengan pelat	37
Gambar 4.1 Denah dan Potongan Gedung	41
Gambar 4.2 Potongan Penampang Balok Induk 2.....	44
Gambar 5.1 Permodelan Struktur Pada ETABS.....	51
Gambar 5.2 (a) Ss (b) S1	54
Gambar 5.3 Grafik Respon Spektrum Desain	57

Gambar 5.4 Simpangan Gedung	63
Gambar 6.1 Posisi titik angkat pelat (2 buah titik)	71
Gambar 6.2 Penulangan Pelat Lantai	73
Gambar 6.3 Potongan Pelat Lantai	73
Gambar 6.4 Jarak Tulangan Angkat	74
Gambar 6.5 (1) Profil BSA (2) Profil Kait JL	77
Gambar 6.6 JENKA Lifter	77
Gambar 6.7 Pelat Lantai Pracetak	77
Gambar 6.8 Penulangan Balok Anak	86
Gambar 6.9 Momen Saat Pengangkatan Balok Anak	87
Gambar 6.10 Letak Titik Pengangkatan	88
Gambar 6.11 (1) Profil BSA (2) Profil Kait JL	91
Gambar 6.12 JENKA Lifter.....	91
Gambar 6.13 Desain Tangga	92
Gambar 6.14 Ketebalan Tangga	93
Gambar 6.15 Beban Pada Tangga	94
Gambar 6.16 Gambar Gaya Dalam	96
Gambar 6.17 Gambar Gaya Dalam	97
Gambar 6.18 Gaya Dalam Pelat Tangga Atas	97
Gambar 6.19 Gaya Dalam Pelat Bordes	98
Gambar 6.20 Jarak Tulangan Angkat	106
Gambar 6.21 (1) Profil BSA (2) Profil Kait JL	109
Gambar 6.22 JENKA Lifter.....	109
Gambar 6.23 Titik Angkat Tangga Pracetak	110
Gambar 6.24 Desain Tangga	110
Gambar 6.25 Ketebalan Tangga	111
Gambar 6.26 (1) Profil BSA (2) Profil Kait JL	113
Gambar 6.27 Titik Angkat Tangga Pracetak	113
Gambar 6.28 Denah Ruang Lift	114
Gambar 7.1 Denah Pembalokan	125
Gambar 7.2 Pembebanan BI.1 Sebelum Komposit	128
Gambar 7.3 Momen Tumpuan Pada ETABS	132

Gambar 7.4 Momen Lapangan Pada ETABS.....	132
Gambar 7.5 Potongan Balok T BI.1	136
Gambar 7.6 Penentuan Jarak x di Luar Sendi Plastis	143
Gambar 7.7 Momen saat pengangkatan BI.1	145
Gambar 7.8 Letak Titik Pengangkatan BI.1	146
Gambar 7.9 (1) Profil BSA (2) Profil Kait JL	149
Gambar 7.10 JENKA Lifter	149
Gambar 7.11 Pembebanan BI.2 Sebelum Komposit	151
Gambar 7.12 Potongan Balok T BI.2	159
Gambar 7.13 Penentuan Jarak x di Luar Sendi Plastis	166
Gambar 7.14 Momen saat pengangkatan balok anak	168
Gambar 7.15 Letak titik pengangkatan BI.2	169
Gambar 7.16 (1) Profil BSA (2) Profil Kait JL	171
Gambar 7.17 JENKA Lifter	171
Gambar 7.18 Denah Kolom (K1)	173
Gambar 7.19 Output spColumn K1 Arah X.....	174
Gambar 7.20 Output spColumn K1 Arah Y.....	174
Gambar 7.21 Output spColumn (setelah Mpr) K1 Arah X	176
Gambar 7.22 Output spColumn (setelah Mpr) K1 Arah X	176
Gambar 7.23 Denah Kolom (K2)	178
Gambar 7.24 Output spColumn K2Arah X.....	180
Gambar 7.25 Output spColumn K2 Arah Y	180
Gambar 7.26 Output spColumn (setelah Mpr) K2 Arah X	181
Gambar 7.27 Output spColumn (setelha Mpr) K2 Arah Y	182
Gambar 7.28 Denah Kolom (K3)	184
Gambar 7.29 Output spColumn K3 Arah X.....	185
Gambar 7.30 Output spColumn K3 Arah Y.....	186
Gambar 7.31 Output spColumn (setelah Mpr) K3 Arah X	187
Gambar 7.32 Output spColumn (setelha Mpr) K3 Arah Y	187
Gambar 7.33 (1) Profil BSA (2) Profil Kait JL	190
Gambar 7.34 JENKA Lifter	190
Gambar 7.35 Titik Angkat Kolom K1 Pracetak	190
Gambar 7.36 Titik Angkat Kolom K2 Pracetak	191

Gambar 7.37 Titik Angkat Kolom K3 Pracetak	191
Gambar 7.38 Output spColumn KSW Arah X	192
Gambar 7.39 Output spColumn KSW Arah Y	193
Gambar 7.40 Output spColumn (setelah Mpr) Arah X	194
Gambar 7.41 Output spColumn (setelah Mpr) Arah Y	194
Gambar 7.42 Dinding Geser X	202
Gambar 7.43 Output spColumn Arah X	202
Gambar 7.44 Output spColumn Arah Y	203
Gambar 7.45 Output spColumn (setelah Mpr) Arah X	203
Gambar 7.46 Output spColumn (setelah Mpr) Arah Y	204
Gambar 7.47 Dinding Geser Arah Y	209
Gambar 7.48 Output spColumn Arah X	209
Gambar 7.49 Output spColumn Arah Y	209
Gambar 7.50 Output spColumn (setelah Mpr) Arah X	210
Gambar 7.51 Output spColumn (setelah Mpr) Arah Y	210
Gambar 7.52 Penulangan SW X	211
Gambar 7.53 Penulangan SW Y	211
Gambar 8.1 Penyaluran Gaya Pada Sambungan Kolom	214
Gambar 8.2 Penyaluran Gaya Pada Sambungan Balok - Kolom	214
Gambar 8.3 Geometrik konsol pendek	215
Gambar 8.4 Penulangan Konsol Pendek	218
Gambar 8.5 Single Sided Connection	219
Gambar 8.6 Double-sided Connections	219
Gambar 8.7 Gaya Aksial Maksimum (NRd) Profil	221
Gambar 8.8 Potongan BI.1 dan K1	222
Gambar 8.9 Sambungan BI.1 dan K1	222
Gambar 8.10 Potongan BI.2 dan K2	225
Gambar 8.11 Sambungan BI.2 dan K2	225
Gambar 8.12 Double-sided Connection BI.1	226
Gambar 8.13 Double-sided Connection BI.1 – BI.2	226
Gambar 8.14 Sambungan Balok Anak – Balok Induk	229
Gambar 8.15 Penyaluran Pelat Pracetak Segmental	231

Gambar 8.16 Sambungan Pelat – Balok	232
Gambar 8.17 (1) Sambungan Pelat Tangga ke Balok	
(2) Sambungan Pelat Tangga ke Dinding Geser ..	235
Gambar 8.18 Sambungan Kolom K1 – K1	236
Gambar 9.1 Pembagian segmen tiang pancang	243
Gambar 9.2 Grafik Daya Dukung Ijin Tiang Pancang	
Terhadap Kedalaman	246
Gambar 9.3 Denah Pondasi	247
Gambar 9.4 Group Tiang Tipe 1	248
Gambar 9.5 Diagram Gaya Lateral Tiang	252
Gambar 9.6 Area Kritis Geser pons dua arah	256
Gambar 9.7 Area Kritis Geser pons satu arah	257
Gambar 9.8 Gaya-gaya pada pilecap	258
Gambar 9.9 Penyederhanaan gaya pada pilecap	259
Gambar 9.10 Area Momen Pile Cap	260
Gambar 9.11 Penulangan P1	263
Gambar 9.12 Penulangan P2	263
Gambar 9.13 Penulangan P3	264
Gambar 10.1 Pemasangan Profil Sambungan Kolom	267
Gambar 10.2 Baut Pada BECO Beam Shoe Dikencangkan ...	268
Gambar 10.3 Detail Pengencangan Batu	268
Gambar 10.4 Pengecoran Setempat Balok Pracetak dan	
pengambungan <i>MODIX Coupler</i>	269
Gambar 10.5 Detail Penyambungan <i>MODIX Coupler</i>	269
Gambar 10.6 Pemasangan Balok Anak Pracetak	270
Gambar 10.7 Pengecoran Topping	270

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori Resiko Gedung Apartemen.....	8
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa.....	8
Tabel 2.3	Kelas Situs.....	9
Tabel 2.4	Koefisien Situs Fa	10
Tabel 2.5	Koefisien Situs Fv	11
Tabel 2.6	Kategori Desain Seismik Fa Periode 0,2 detik.....	11
Tabel 2.7	Kategori Desain Seismik Fv Periode 1 detik.....	11
Tabel 2.8	R, Cd dan Ω_0 Sistem Penahan Gaya Gempa.....	12
Tabel 2.9	Perbedaan Metode Penyambungan	16
Tabel 2.10	Angka pengali beban statis ekuivalen	20
Tabel 2.11	Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Tarik.....	21
Tabel 4.1	Rekapitulasi Dimensi Balok Rencana	43
Tabel 4.2	Beban Mati Lantai 15-11.....	46
Tabel 4.3	Beban Hidup Lantai 15-11	46
Tabel 4.4	Beban Mati Lantai 10-6.....	47
Tabel 4.5	Beban Hidup Lantai 10-6	47
Tabel 4.6	Beban Mati Lantai 5-3.....	48
Tabel 4.7	Beban Hidup Lantai 5-3	48
Tabel 4.8	Beban Mati Lantai 2-1.....	49
Tabel 4.9	Beban Hidup Lantai 2-1	50
Tabel 5.1	Rekap Pembebanan Gravitasi.....	52
Tabel 5.2	Pembebanan Gravitasi pada ETABS.....	53
Tabel 5.3	Respon Spektrum Desain	56
Tabel 5.4	Koefisien Batas Atas Periode Gedung	58
Tabel 5.5	Modal Periode dan Frekuensi.....	58
Tabel 5.6	Berat Efektif Struktur	60
Tabel 5.7	Reaksi Beban Gempa	60
Tabel 5.8	Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser akibat Gempa Arah X dan Arah Y	61
Tabel 5.9	Modal Partisipasi Massa.....	62
Tabel 5.10	Batas Simpangan Gedung	63

Tabel 5.11 Gempa Arah X.....	64
Tabel 5.12 Gempa Arah Y.....	65
Tabel 6.1 Tulangan Terpasang pada Pelat.....	72
Tabel 7.1 Perhitungan Mpr BI.1	141
Tabel 7.2 Perhitungan Mpr BI.2	164
Tabel 7.3 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk Pracetak.....	172
Tabel 7.4 Rekapitulasi Penulangan Kolom	211
Tabel 8.1 Tabel Rekapitulasi Konsol Pendek Pada Kolom	218
Tabel 8.2 Rekapitulasi Sambungan Kolom Sejenis.....	236
Tabel 8.3 Rekapitulasi Sambungan Kolom Berbeda.....	237
Tabel 9.1 Beban Saat Service (Tipe 1)	240
Tabel 9.2 Beban Saat Service (Tipe 2)	240
Tabel 9.3 Beban Saat Service (Tipe 3)	240
Tabel 9.4 Daya Dukung Tanah.....	244
Tabel 9.5 Kontrol Beban Maks Tiang Pancang (Tipe 1).....	248
Tabel 9.6 Kontrol Beban Maks Tiang Pancang (Tipe 2).....	249
Tabel 9.7 Kontrol Beban Maks Tiang Pancang (Tipe 3).....	249
Tabel 9.8 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang 1	250
Tabel 9.9 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang 2	251
Tabel 9.10 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang 3	251
Tabel 9.11 Kontrol Kekuatan Tiang Gaya Lateral 1	254
Tabel 9.12 Kontrol Kekuatan Tiang Gaya Lateral 2	254
Tabel 9.13 Kontrol Kekuatan Tiang Gaya Lateral 3	254
Tabel 11.1 Dimensi Struktur Sekunder	273
Tabel 11.2 Dimensi Struktur Primer.....	273

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pada perkembangan pembangunan sekarang ini, beton merupakan bahan yang paling banyak digunakan pada pembangunan dalam bidang teknik sipil, baik bangunan gedung, jembatan, bendung, maupun konstruksi yang lain (Ali Asroni, 2010). Dalam penerapannya terdapat dua metode yang umum digunakan pada konstruksi suatu bangunan struktur beton bertulang yaitu penggunaan beton dengan metode cor di tempat (beton konvensional) dan metode beton pracetak. Pada sistem beton konvensional, elemen struktur dicor langsung dilokasi dimana elemen tersebut akan diletakkan. Sedangkan pada sistem pracetak elemen struktur dicor terlebih dahulu di pabrik atau di tempat yang berbeda dengan tempat atau lokasi dimana elemen struktur tersebut akan digunakan kemudian dirakit hingga menjadi satu kesatuan dalam sebuah bangunan (Ervianto, 2006).

Dalam banyak kasus, tuntutan terhadap pekerjaan konstruksi yang cepat dan efisien sering kali terjadi, terlebih pada kasus bangunan bertingkat. Kebutuhan akan bangunan bertingkat mendorong timbulnya kebutuhan akan suatu rancangan struktur yang ekonomis, dapat dilaksanakan dengan cepat dan efisien tanpa mengurangi kekakuan antar komponen struktur bangunan (Tjahyono dan Purnomo, 2004). Teknologi beton pracetak telah lama diketahui dapat menggantikan operasi pembetonan tradisional yang dilakukan di lokasi proyek pada beberapa jenis konstruksi karena beberapa potensi manfaatnya. Beberapa prinsip yang dipercaya dapat memberikan manfaat lebih dari teknologi beton pracetak ini antara lain terkait dengan waktu, biaya, kualitas, *predicability*, keandalan, produktivitas, kesehatan, keselamatan, lingkungan, koordinasi, inovasi, *reusability*, serta *relocatability* (Gibb, 1999).

Penerapan sistem pracetak akan efektif dan efisien bila diterapkan pada pekerjaan yang sifatnya berulang dan massal (Tjahyono dan Purnomo, 2004). Pada gedung yang memiliki tipe

tipikal akan sangat tepat bila alternatif metode beton pracetak ini diterapkan. Gedung tipe tipikal memudahkan fabrikasi beton pracetak dalam jumlah banyak dan seragam sehingga akan menghemat waktu dan biaya. Penerapan sistem pracetak juga harus memperhatikan wilayah gempa dimana bangunan akan dibangun. Metode beton pracetak memiliki ikatan yang tidak kaku sehingga akan efektif bila diterapkan pada wilayah dengan zona gempa relative rendah yang memiliki frekuensi rendah dan intensitas yang tidak besar (Ervianto, 2006).

Dalam beberapa hal struktur beton pracetak berbeda persyaratan dan pelaksanaan komponen strukturalnya dibandingkan dengan beton konvensional. Perilaku sistem pracetak sangat ditentukan dengan cara penyambungan. Pada struktur beton konvensional, konsep perencanaan sistem sambungan adalah bahwa sambungan harus direncanakan lebih kuat dan kaku. Konsep tersebut cukup konservatif dan sulit dikembangkan pada sistem pracetak. Secara natural sambungan pada sistem pracetak tidak akan sekaku dan setegar sistem beton konvensional. Oleh karena itu masalah sambungan pada beton pracetak perlu perhatian ekstra, apalagi bila struktur berada di zona rawan gempa (Nurjaman dkk, 2010).

Jenis sambungan yang dipakai dalam perencanaan gedung perkantoran ini adalah *Bolt Connection*. Tipe sambungan ini adalah sambungan dengan menggunakan baut sebagai sambungan antar tulangan elemen pracetak dan selanjutnya dilakukan *grout* untuk menyatukan elemen beton pracetak. Produk sambungan yang digunakan milik *Peikko Group* dengan spesifikasi yang tertera pada brosur dan katalog. Tipe sambungan ini digunakan karena merupakan sambungan dengan metode pelaksanaan yang paling praktis, selain itu juga menurut hasil penelitian sambungan dengan menggunakan *Bolt Connection* lebih monolit dan memiliki daktilitas yang sangat tinggi dibandingkan dengan sambungan las, tetapi dari tinjauan kekuatan tentunya beton dengan cor di tempat lebih monolit tetapi

metode pelaksanaannya lambat. (R. Vidjeapriya dan K.P. Jaya, 2011).

Gedung Mercantile Tower merupakan bangunan perkantoran yang terdapat di jalan BSD raya , Tangerang. Gedung Mercantile Tower mempunyai 26 lantai dengan beberapa tipe dimensi komponen gedung yang berbeda-beda. Lokasi awal Gedung Mercantile Tower berada di Jl. BSD Raya Utama Tangerang. Perencanaan Gedung Mercantile Tower yang baru berlokasi di Samping Jalan Tol Surabaya - Gresik akan dibangun 1 tower dengan tinggi 15 lantai yang akan menggunakan metode beton pracetak. Elemen-elemen struktur yang akan dipracetak adalah seluruh elemen struktur primer dan sekunder.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Umum

Perumusan masalah secara umum dari perencanaan Gedung Mercantile Tower adalah bagaimana membangun struktur gedung perkantoran bertingkat tinggi dengan menggunakan metode beton pracetak?

1.2.2 Khusus

- 1) Bagaimana menentukan preliminary design, struktur primer dan struktur sekunder yang sesuai dengan hasil perencanaan ?
- 2) Bagaimana perhitungan pembebanan setelah perencanaan struktur Gedung Mercantile Tower?
- 3) Bagaimana melakukan analisa permodelan struktur Gedung Mercantile Tower dengan menggunakan program bantu ETABS?
- 4) Bagaimana menentukan dimensi dari elemen beton pracetak yang efektif dan efisien sehingga mampu menahan beban-beban yang bekerja pada struktur Gedung Mercantile Tower?
- 5) Bagaimana merencanakan sambungan antar elemen beton pracetak agar menjadi struktur elemen yang monolit?

- 6) Bagaimana merancang pondasi dari struktur Gedung Mercantile Tower yang mampu menahan beban yang dipikul dan sesuai dengan kondisi tanah yang berbeda?
- 7) Bagaimana membuat gambar teknik dari hasil perhitungan struktur Gedung Mercantile Tower menggunakan metode beton pracetak?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Tujuan dari perencanaan Gedung Mercantile Tower ini adalah untuk mampu merencanakan struktur gedung bertingkat tinggi dengan menggunakan metode beton pracetak.

1.3.2 Khusus

- 1) Menentukan preliminary design, struktur primer dan struktur sekunder yang sesuai dengan hasil perencanaan ulang.
- 2) Menghitung pembebanan setelah perencanaan ulang struktur Gedung Mercantile Tower.
- 3) Melakukan analisa permodelan struktur Gedung Mercantile Tower dengan menggunakan program bantu ETABS.
- 4) Menentukan dimensi dari elemen beton pracetak monolit sehingga mampu menahan beban-beban yang bekerja pada struktur Gedung Mercantile Tower.
- 5) Menentukan jenis sambungan dari elemen-elemen pracetak yang monolit.
- 6) Merancang pondasi dari struktur Gedung Mercantile Tower yang mampu menahan beban yang dipikul dan sesuai dengan kondisi tanah yang berbeda.
- 7) Membuat gambar teknik dari hasil perhitungan struktur Gedung Mercantile Tower menggunakan metode beton pracetak.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam perencanaan Gedung Mercantile Tower ini adalah :

- 1) Proyek yang digunakan adalah Gedung Mercantile Tower setinggi 15 lantai.
- 2) Perencanaan menggunakan teknologi beton pracetak (non-prategang) pada semua elemen struktur kecuali dinding geser menggunakan sistem cor setempat (*cast in site*).
- 3) Tidak menganalisa daktilitas sambungan dan tidak melakukan analisa eksperimental laboratorium, hanya menggunakan pemilihan kekuatan sambungan dari brosur.
- 4) Perencanaan tidak meninjau dari segi produksi beton pracetak, segi analisis anggaran biaya dan manajemen konstruksi, dan tidak memperhitungkan *electrical* dan *plumbing*.
- 5) Menggunakan program bantu ETABS, spColumn, AutoCad.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari perencanaan ini adalah :

- 1) Memahami perancangan metode beton pracetak pada struktur gedung bertingkat.
- 2) Mengetahui hal-hal apa saja yang perlu diperhatikan saat perencanaan struktur sehingga kegagalan struktur dapat dihindari.
- 3) Menjadi acuan bagi pembaca tentang pembangunan dengan menggunakan metode beton pracetak
- 4) Menambah wawasan penulis tentang metode beton pracetak sehingga bermanfaat di masa mendatang ketika memasuki dunia kerja.

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas jurnal-jurnal dan dasar teori menyangkut perencanaan Gedung Mercantile Tower secara umum dan dengan menggunakan beton pracetak secara khusus.

2.2 Beton Pracetak

Struktur beton pracetak adalah suatu kesatuan struktur dari beberapa komponen struktur pracetak yang berhubungan satu sama lain, sebuah kerangka 3D yang mampu menahan beban gravitasi dan angin (ataupun gempa). Pada umumnya kerangka bangunan yang dibangun berupa perkantoran, gedung parkir, sekolah, tempat perbelanjaan dan gedung-gedung lainnya. Jumlah dari beton dalam kerangka bangunan pracetak adalah kurang dari 4% dari volume kasar gedung dan 2/3 dari angka tersebut merupakan pelat lantai. Sebagai contoh suatu pusat perbelanjaan dan gedung parkir (2001) elemen beton pracetaknya berupa kolom, balok, pelat lantai, tangga dan pengaku diagonal (Kim S. Elliot, 2002). Perhitungan beton pracetak pada umumnya sama dengan perhitungan bangunan beton konvensional pada umumnya. Perbedaannya terdapat pada metode pelaksanaan dan saat detail sambungan dari elemen-elemen struktur gedung pracetak tersebut.

2.3 Tinjauan Perhitungan Gempa

Lokasi Gedung Mercantile Tower dengan metode beton pracetak yang akan dibangun adalah di Kota Surabaya. Ada beberapa tinjauan mengenai perhitungan gempa yang perlu diperhatikan untuk mengetahui kriteria design yang paling cocok untuk perhitungan struktur yang tahan gempa. Menurut SNI 1726-2013, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

2.3.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan factor keutamaan gempa (I_e) 1,0.

Tabel 2.1 Kategori Resiko Gedung Apartemen

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.3.2 Definisi Kelas Situs

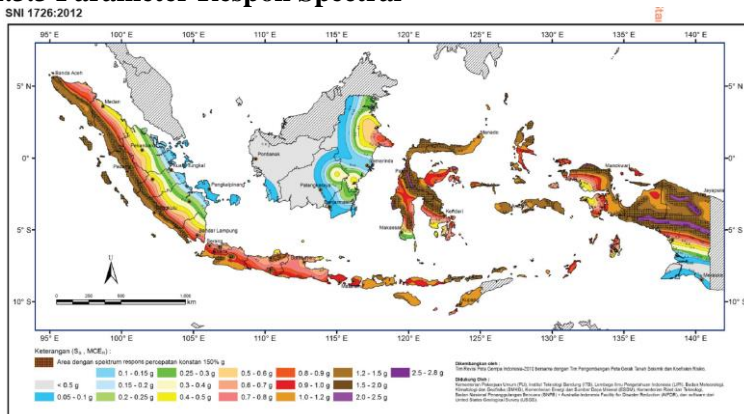
Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data dimana gedung akan direncanakan.

Tabel 2.3 Kelas Situs

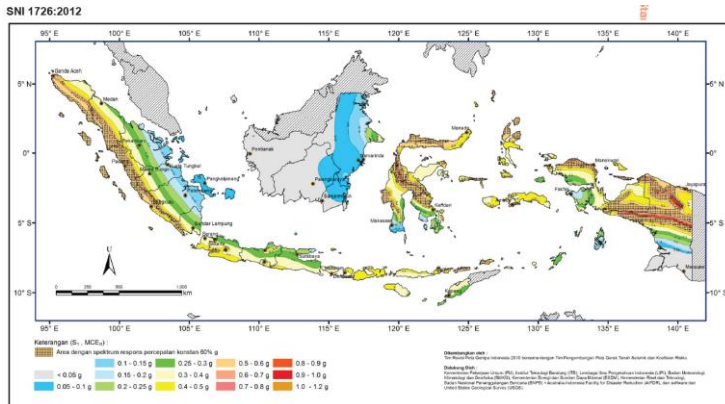
Kelas situs	\bar{V}_z (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175 Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah teresementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

2.3.3 Parameter Respon Spectral



Gambar 2.1 Ss (parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda pendek 0.2 detik)



Gambar 2.2 S1 (parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik)

Dalam penentuan respons spectral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi seismic pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi factor amplifikasi getaran terkait percepatan getaran perioda pendek (F_a) an perioda 1 detik (F_v), parameter spektrum respons percepatan perioda pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SM1) yang sesuai dengan pengaruh kalsifikasi situs. Dari perhotingan tersebut nantinya akan ditentukan kategori risiko dan sistem penahan gaya seismic untuk perencanaan gedung apartemen.

2.3.4 Koefisien Situs

Tabel 2.4 Koefisien Situs Fa

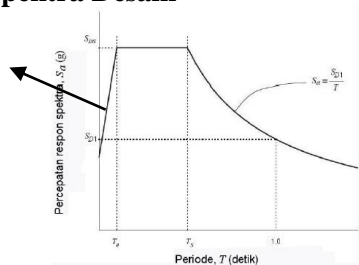
Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF					

Tabel 2.5 Koefisien Situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SF	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^u				

2.3.5 Respon Spektra Desain

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$$

**Gambar 2.3** Respon Spektra Desain

2.3.6 Kategori Desain Seismik

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Fa Periode 0,2 detik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Fv Periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

2.3.7 Sistem Penahan Gaya Seismik

Tabel 2.8 Faktor R , C_d dan Ω_0 Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) c					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D d	E d	F e	
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan									
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI	
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB	
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB	
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB	
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI	
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB	
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2%	6%	TB	TB	TB	TB	TB	

Penggunaan elemen beton yang termasuk diafragma tidak fleksibel harus memperhitungkan momen torsi bawaan (M_t) yang merupakan hasil dari eksentrisitas pusat masa ditambah momen torsi tak terduga (M_{ta}) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktual yang diasumsikan pada arah dengan jarak 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap gaya gempa.

Jika gempa diterapkan di dua arah orthogonal secara serempak, perpindahan pusat massa sebesar 5% tidak perlu diterapkan ke dua arah secara bersamaan, tetapi diterapkan dalam arah yang pengaruhnya lebih besar.

2.4 Tinjauan Elemen Pracetak

2.4.1 Pelat Pracetak

Dalam *PCI Design Handbook 5th Edition Precast and Prestressed Concrete*, ada tiga macam pelat pracetak (*precast slab*) yang umum diproduksi dan digunakan sebagai elemen pracetak, antara lain :

1) Pelat Pracetak Berlubang (*Hollow Core Slab*)

Pelat ini merupakan pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Biasanya pelat tipe ini menggunakan kabel pratekan. Keuntungan dari pelat jenis ini adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Pelat jenis ini memiliki lebar rata-rata 2 hingga 8 feet dan tebal rata-rata 4 inchi hingga 15 inchi.



Gambar 2.4 *Hollow Core Slab*

2) Pelat Pracetak tanpa Lubang (*Solid Slabs*)

Adalah pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam penumpukan karena tidak memakan banyak tempat. Pelat ini bisa berupa pelat pratekan atau beton bertulang biasa dengan ketebalan dan lebar yang bervariasi. Umumnya bentang dari pelat ini antara 5 hingga 35 feet. Pada perencanaan ini pelat yang digunakan adalah pelat pracetak tanpa lubang.



Gambar 2.5 Pelat pracetak tanpa lubang (*Solid Slab*)

3) Pelat Pracetak *Double Tess* dan *Single Tees*

Pelat ini berbeda dengan pelat yang sudah dijelaskan sebelumnya. Pada pelat ini ada bagian berupa dua buah kaki sehingga tampak seperti dua T yang terhubung.



Gambar 2.6 Pelat pracetak *Single Tee* dan *Double Tees*

2.4.2 Balok Pracetak

Untuk balok pracetak (*Precast Beam*), ada tiga jenis balok yang sering atau umum digunakan :

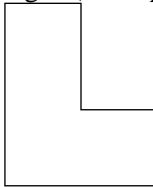
- 1) Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam*) :

Keuntungan dari balok jenis ini adalah sewaktu fabrikasi lebih mudah dengan bekisting yang lebih ekonomis dan tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor sewaktu pelaksanaan.



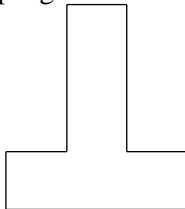
Gambar 2.7 Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam*)

- 2) Balok berpenampang L (*L-Shaped Beam*)



Gambar 2.8 Balok berpenampang L (*L-Shape Beam*)

- 3) Balok berpenampang T terbalik (*Inverted Tee Beam*)

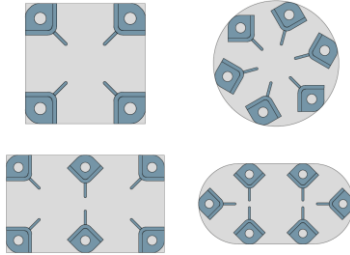


Gambar 2.9 Balok T terbalik (*Inverted Tee Beam*)

2.4.3 Kolom Pracetak

Berdasarkan SNI 2847:13, pasal 16.5.3 (a), kolom pracetak harus mempunyai kekuatan nominal dalam kondisi tarik

tidak kurang dari $1,4A_g$ dalam N. Untuk kolom dengan penampang yang lebih besar dari yang diperlukan dengan tinjauan pembebanan, luas efektif tereduksi A_g , yang didasarkan pada penampang yang diperlukan tetapi tidak kurang dari setengah luas total, hal ini diizinkan.



Gambar 2.10 Penampang Kolom Pracetak
Sumber : *Peikko Group HPKM Colum Catalogue*

2.4.4 Sambungan Beton Pracetak

Bagian yang rawan dari struktur pracetak adalah pada bagian sambungan (*joint*) yang menghubungkan elemen pracetak yang satu dengan elemen pracetak lainnya. Dalam sistem beton pracetak dikenal dua jenis sambungan, yaitu sambungan basah (*wet-joint*) dan sambungan kering (*dry-joint*). Untuk *wet-joint* (*in-situ concrete joint*), struktur yang terbentuk lebih monolit, toleransi dimensi lebih tinggi bila dibandingkan dengan *dryjoint*, tetapi membutuhkan setting-time beton cukup lama yang berpengaruh pada waktu pelaksanaan konstruksi. Pada *dry-joint*, struktur yang terbentuk kurang monolit, setelah proses instalasi sambungan segera dapat berfungsi sehingga mempercepat waktu pelaksanaan konstruksi, kelemahannya: toleransi dimensi rendah sehingga membutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan pemasangan (Noorhidana, 2001).

Dalam teknologi beton pracetak, terdapat 3 (tiga) macam sambungan yang umum digunakan. Sambungan tersebut antara lain, sambungan dengan cor di tempat (*in situ concrete joint*), sambungan dengan menggunakan las dan sambungan dengan menggunakan baut. Masing-masing dari jenis sambungan

tersebut memiliki karakteristik serta kekurangan dan kelebihan sendiri-sendiri yang disajikan dalam tabel 2.1 berikut ini.

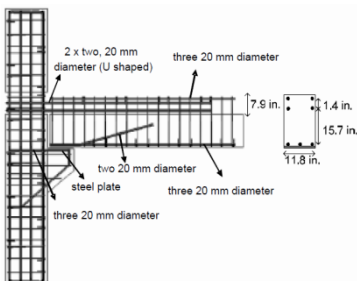
Tabel 2.9 Perbedaan Metode Penyambungan

Deskripsi	Sambungan dengan cor setempat	Sambungan dengan las/baut
Kebutuhan struktur	Monolit	Tidak monolit
Jenis sambungan	Basah	Kering
Toleransi dimensi	Lebih tinggi	Tergolong rendah, karena dibutuhkan akurasi yang tinggi
Kebutuhan waktu agar berfungsi secara efektif	Perlu setting time	Segara dapat berfungsi
Ketinggian bangunan	-	Maksimal 25 meter

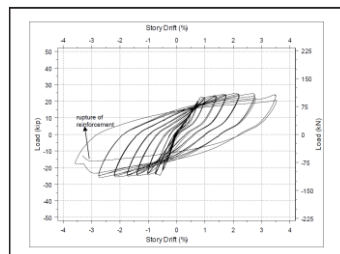
Sumber : Wulfram I. Ervianto (2006)

2.4.5 Sambungan Baut

Penyambungan cara ini diperlukan pelat baja dikedua elemen betok pracetak yang akan disatukan. Kedua komponen tersebut disatukan melalui pelat tersebut dengan alat sambung berupa baut dengan kuat tarik tinggi. Selanjutnya pelat sambung tersebut dicor dengan adukan beton, guna melindungi dari korosi.



Gambar 2.11 Sambungan Baut



Gambar 2.12 Hysteresis Curve Sabungan Baut

Sumber : PCI Journal

Sambungan direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit. Elemen pracetak dengan tuangan beton diatasnya, diharapkan sambungan elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Gaya dapat disalurkan antara komponen struktur dengan menggunakan sambungan *grouting*, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi dari cara-cara tersebut. Panjang lekatan setidaknya harus sebesar tiga puluh kali diameter tulangan. Kait digunakan jika panjang penyaluran yang diperlukan terlalu panjang. Panjang pengangkatan yang didapatkan dari hasil eksperimen adalah 8 kali diameter sampai dengan 15 kali diameter pada sisi yang tidak mengalami retak guna mengatasi kondisi terburuk sebaiknya digunakan tiga puluh kali diameter tulangan (*Elliott, 2002*).

2.5 Titik-Titik Angkat dan Sokongan

2.5.1 Pengangkatan Pelat Pracetak

Pemasangan pelat racetak harus diperhatikan bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu perencanaan terhadap tulangan angkat untuk pelat dengan tujuan untuk menghindari tegangan yang disebabkan oleh fleksibilitas dari truk pengangkut dalam perjalanan menuju lokasi proyek. Kondisi tersebut menyebabkan terjadinya momen-momen pada elemen pracetak. Pada saat pengangkatan elemen pracetak, dapat menggunakan bantuan balok angkat yang berfungsi untuk menyeimbangkan elemen pracetak pada saat pengangkatan. Jenis titik angkat pada pelat tersebut dijelaskan berikut ini :

a. Dua Titik Angkat

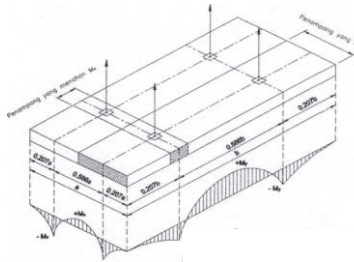
Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0,0107 w a^2 b$$

$$+M_y = -M_y = 0,0107 w a b^2$$

- M_x ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan $15t$ atau $b/2$

- M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$



Gambar 2.13 Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)
(Sumber : PCI Design Handbook 6th Edition, gambar 5.3.1.2(b))

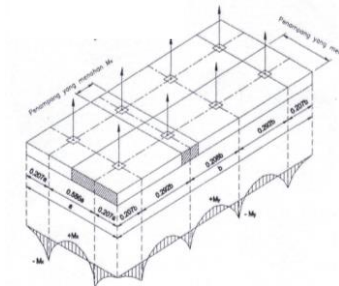
b. Empat Titik Angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_y = 0,0054 w a^2 b$$

$$+M_y = -M_x = 0,0027 w a b^2$$

- M_x ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan $15t$ atau $b/4$
- M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$

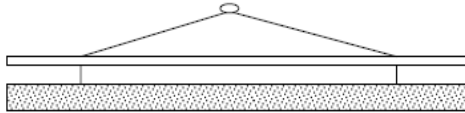


Gambar 2.14 Posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat)
(Sumber : PCI Design Handbook 6th Edition, gambar 5.3.1.2(b))

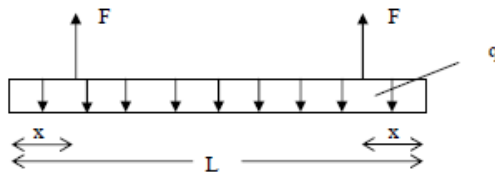
2.5.2 Pengangkatan Balok Pracetak

Kondisi pertama adalah saat pengangkatan balok / kolom pracetak untuk dipasang pada tumpuannya. Pada kondisi ini

beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (lifting anchor) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak.

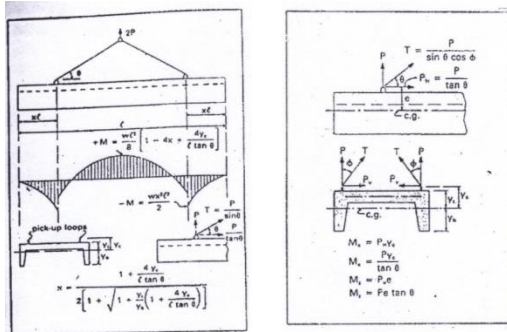


Gambar 2.15 Pengangkatan balok



Gambar 2.16 Pembebanan balok pracetak saat pengangkatan

Balok pracetak harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok dari kerusakan. Titik pengangkatan balok dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 2.17 Titik-titik angkat untuk produk pracetak balok
(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th
Edition gambar 5.3.2.2)

Tabel 2.10 Angka pengali beban statis ekuivalen untuk
menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis

Pengangkatan dari bekisting	1,7
Pengangkatan ke tempat penyimpanan	1,2
Transportasi	1,5
Pemasangan	1,2

(PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete Fourth
Edition, 1992, table 5.2.1.)

2.5.3 Geser Horizontal

- Pada pelat lantai dan balok pracetak, gaya geser yang terjadi:

$$V_{vh} = T = C = A_s f_y$$

- Kuat geser horisontal menurut SNI 2847:13, pasal 17.5.4 adalah

$$\phi \times V_{nh} = \phi \times 0,6 \times b_v \times l_{vh}$$

- Menurut SNI 2847:13, pasal 11.6.4. tulangan geser horisontal perlu :

$$A_{vh} = \frac{V_n}{f_y \times \mu}$$

2.5.4 Detail Penulangan

⇒ **Penyaluran Tulangan dalam Tarik**

Menurut SNI 2847:13, pasal 12.2.2 adalah sebagai berikut :

$$l_{d(\min)} = 300 \text{ mm}$$

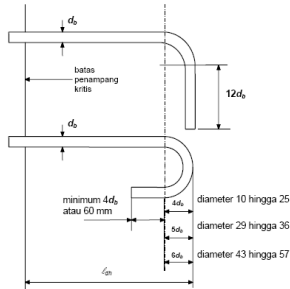
$$\text{Untuk } D \leq 19 \text{ mm : } l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$D \geq 22 \text{ mm} : l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Tabel 2.11 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Tarik

ψ_t = faktor lokasi penulangan	
Tulangan horizontal dipasang sehingga lebih dari 300mm beton segar dicor dibawah panjang penyaluran atau sambungan	1,3
Situasi lain	1,0
ψ_e = faktor pelapis	
Batang atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut kurang dari $3d_b$ atau spasi bersih kurang dari $6d_b$	1,5
Batang atau kawat tulangan berlapis epoksi lainnya	1,2
Tulangan tidak dilapisi dan dilapisi bahan seng (dialvanis)	1,0
ψ_s = faktor ukuran batang tulangan	
Batang D-19 atau lebih kecil atau kawat ulir	0,8
Batang D-22 dan yang lebih besar	1,0
λ = faktor agregat ringan	
Apabila f_{ct} ditetapkan	0,75
Beton normal	1,0

➤ **Penyaluran Tulangan Berkait dalam Tarik**



Gambar 2.18 Detail kaitan untuk penyaluran kait standar
(SNI 2847:13, gambar S12.5)

Menurut SNI 2847:13, pasal 12.5.2 adalah sebagai berikut:

$$l_{h(\min)} = 8d_b \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran dasar $l_{dh} = \left(0,24 \Psi_e f_y / \lambda \sqrt{f'_c} \right) / d_b$

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Perencanaan Gedung Mercantile Tower menggunakan metode beton pracetak tentunya harus memiliki susunan langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan – urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan datadad studi literatur sampai penyajian analisa struktur dan gambar teknik pada akhirnya.

Tahapan atau metode yang akan digunakan dalam perencanaan Gedung Mercantile Tower Surabaya dengan metode pracetak adalah :

3.2 Pencarian dan Pengumpulan Data

1) Data Umum

- Nama gedung : Gedung Mercantile Tower Surabaya
- Lokasi : Jl. BSD Raya Utama Tangerang
- Fungsi : Perkantoran
- Jumlah lantai : 26
- Tinggi bangunan : + 117,4 m
- Total luas area : $\pm 13.276 \text{ m}^2$
- Struktur utama : Struktur beton bertulang

2) Data Gambar

- Gambar Sruktur (Terlampir)
- Gambar arsitektur (Terlampir)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton pracetak dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

1) Data Umum Bangunan

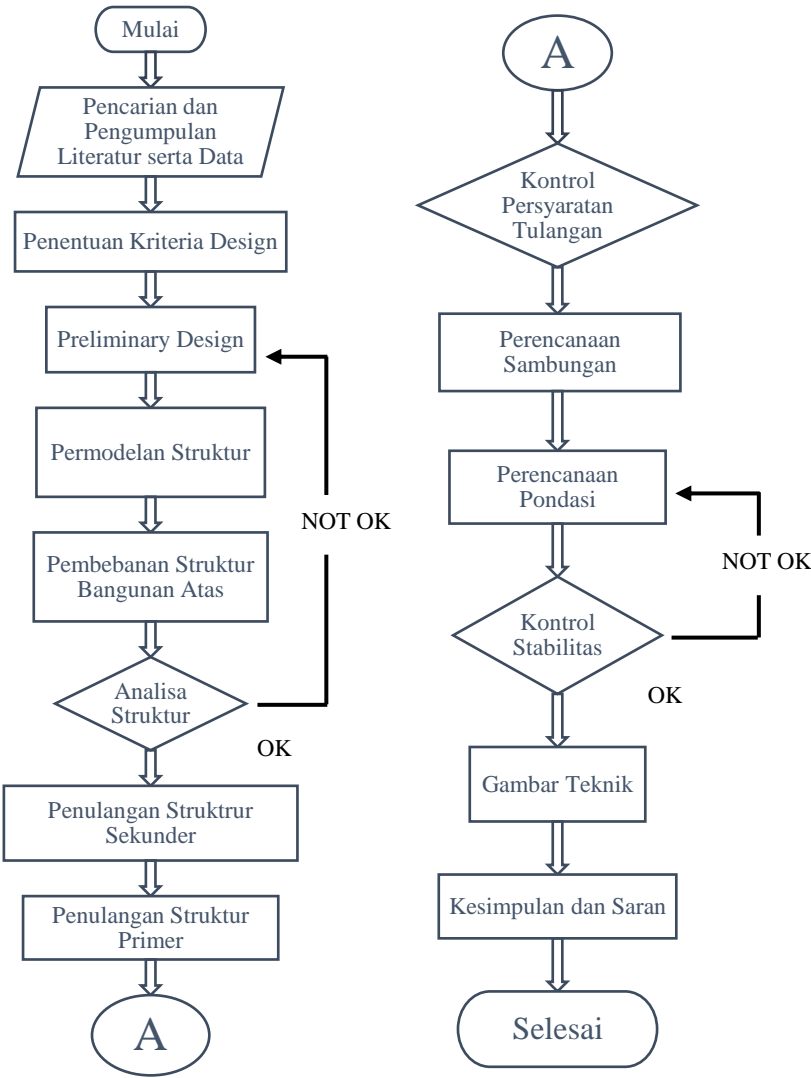
- Nama gedung : Gedung Mercantile Tower Surabaya

- Lokasi : Samping Jalan Tol Surabaya - Gresik
 - Fungsi : Perkantoran
 - Jumlah lantai : 15 + 1 lantai ruang mesin
 - Tinggi bangunan : + 53 m
 - Total luas area : $\pm 720 \text{ m}^2$
 - Struktur utama : Beton pracetak (non prategang)
- 2) Data Bahan :
- Kekuatan tekan beton (f'_c) = 30 MPa
 - Tegangan leleh baja (f_y) = 240 Mpa
 - Data Tanah : terlampir
- 3) Data Gambar
- Gambar Struktur (Terlampir)
 - Gambar arsitektur (Terlampir)

Beberapa literatur serta peraturan gedung tersebut antara lain :

- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012)
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (RSNi 1727:2013)
- ACI 318-11 *Building Code Requirements for Structural Concrete*
- *PCI Handbook Edition. Precast and Prestress Concrete*
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)
- *Design of Reinforced Concrete, 9th edition*, Jack C. McCormac & Russel H. Brown
- Kim S. Elliot. 2002. *Precast Concrete Structure*.

3.3 Bagan Alir Perencanaan



Penentuan Kriteria Design

Metode precast dipilih karena konfigurasi struktur gedung adalah beraturan dan tipikal pada setiap lantainya. Sedangkan dalam pemilihan sistem struktur digunakan Sistem Ganda Dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang Mampu Menahan Paling Sedikit 25% Gaya Gempa yang Ditetapkan.

- Rangka Momen Khusus yang Dibangun Dengan Menggunakan Sistem Pracetak (SNI 2847:2013 pasal 21.5 - 21.8)
- Dinding Geser Beton Bertulang Khusus (SNI 2847:2013 pasal 21.9)

3.4 Preliminary Design Bangunan Atas

3.4.1 Pengaturan Denah

Dalam pengaturan denah yang perlu mendapat perhatian adalah fungsi bangunan adalah fungsi bangunan dan peruntukan tata ruang.

3.4.2 Penentuan Dimensi Elemen Struktur

3.4.2.1 Dimensi Pelat Dan Balok Anak

Dalam menentukan dimensi pelat langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Pelat satu arah sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1
2. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2013, persamaan 9-13

3.4.2.2 Dimensi Balok Induk

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:13 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

3.4.2.3 Dimensi Kolom

Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$. Dimana perhitungan luas penampang kolom berdasarkan beban aksial yang diterima kolom dibagi dengan mutu beton yang terkena factor reduksi.

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'} \quad (\text{SNI 2847:13 pasal 9.3.2.2})$$

3.5 Permodelan Struktur

Saat pemasangan dan akhir konstruksi (setelah diberi topping) balok dimodelkan sebagai balok sederhana di atas dua tumpuan. Pelat dimodelkan sebagai beban yang dipikul oleh elemen balok. Pada saat pemasangan distribusi beban adalah setengah dari kiri dan setengah dari kanan. Sedangkan pada akhir konstruksi distribusinya berupa beban segitiga ataupun trapesium.

3.6 Pembebanan Struktur Bangunan Atas

Beban yang bekerja pada suatu struktur ada beberapa jenis menurut karakteristik, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut ini akan menjelaskan lebih detail mengenai pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan SNI 1726:2012 dan ketentuan SNI 2847:13.

1) Beban Statis

- Beban Mati berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983)
- Beban Hidup berdasarkan hidup SNI 1727:2013 Tabel 4.1.

2) Beban Gempa

Analisa beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012 meliputi :

- Penentuan respon spektrum, penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 9 dan 10 SNI 1726:2012.
- Respon seismik (C_s)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (\text{SNI 1726:2012, persamaan 7.8-2})$$

Dimana :

S_{DS} = percepatan spektrum respons disain dalam rentan periode pendek

R = faktor modifikasi respons
(SNI 1726:2012 tabel 7.2-1)

I_e = faktor keutamaan hunian
(SNI 1726:2012 tabel 6.4)

nilai C_s max tidak lebih dari

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

$$V = C_s \times W$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

dimana :

C_s = koefisien respons seismik
(SNI 1726:2012, Pasal 7.8.1.1)

W = berat seismik efektif menurut SNI 1726:2012, Pasal 7.7.2

1) Kombinasi pembebanan sesuai dengan $U = 1,4 D$

2) $U = 1,2 D + 1,6 L$

3) $U = 1,2 D + 1,6 L \pm 1,0 E$

4) $U = 1,0 D + 1,0 L$

5) $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

(SNI 2847:13 pasal 9.2.1)

3.7 Analisa Struktur

Perhitungan gaya-gaya dalam struktur utama menggunakan bantuan program ETABS. Adapun hal-hal yang diperhatikan dalam analisa struktur ini antara lain :

- Bentuk Gedung
- Dimensi elemen-elemen struktur dari preliminary design
- Wilayah gempa
- Pembebanan struktur dan kombinasi pembebanan

3.8 Perencanaan Struktur Sekunder

Direncanakan terpisah dalam perencanaannya, karena struktur sekunder hanya meneruskan beban ke struktur utama.

3.8.1 Perencanaan Tulangan Balok Anak

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban trapesium, segitiga dan dua segitiga. Beban ekivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi di balok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser (perhitungan tulangan longitudinal sama dengan pelat).

3.8.2 Perencanaan Tulangan Pelat

3.8.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Pelat

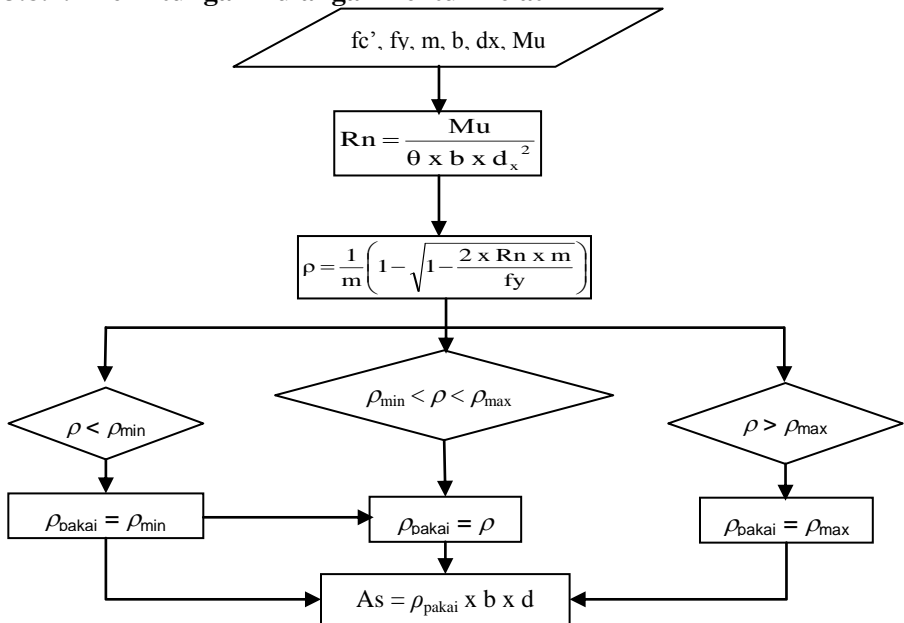


Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur
(SNI 2847:13 Pasal 11.4)

3.8.2.2 Pehitungan Tulangan Geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:13 Pasal 11.4.

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur berdasarkan SNI 2847:13, pasal 21.5.3.4

3.8.2.3 Pehitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 2847:13
Pasal 7.12.2.1

3.8.2.4 Kontrol Retak Tulangan

Untuk menghindari retak-retak beton di sekitar baja tulangan, maka penggunaan tulangan lentur dengan kuat leleh melebihi 300 MPa perlu dilakukan kontrol terhadap retak sesuai SNI 2847:13, Pasal 10.6.4.

3.8.3 Perencanaan Tulangan Tangga

Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

- $64 \leq 2.t + i \leq 65$
- Syarat kemiringan tangga : $20 \leq \alpha \leq 40$

Dimana :

i = Lebar injakan

t = Tinggi tanjakan

α = Kemiringan tangga

3.8.4 Perencanaan Tulangan Balok

3.8.4.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada diagram alir perhitungan komponen lentur dan harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:13 Pasal 21.8 dan

3.8.4.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:13, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi $\Phi V_n \geq V_u$.

3.8.4.3 Kontrol Torsi

Perencanaan tulangan torsi harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 11.5.2.5 pers 11-21 dimana $T_u < \Phi T_n$

3.8.5 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:13 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:13 Pasal 23.5.1.

3.8.6 Perencanaan Tulangan Dinding Geser

3.8.6.1 Kuat Aksial Rencana

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k I_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (\text{SNI 2847:13 pasal 14.5.2})$$

3.8.6.2 Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi

$$\phi x V_n = \phi \frac{5}{6} x \sqrt{f'_c} h.d \geq V_u$$

Dimana : d = 0,8 Iw (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

3.8.6.3 Kuat Geser Beton

Dihitung Menurut SNI 2847:13, pasal 11.9.6.

3.8.6.4 Keperluan Penulangan Geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:13, pasal 13.9.8.

3.8.6.5 Penulangan Geser Horisontal

Dihitung merdasarkan pada SNI 2847:13, pasal 11.9.9

3.8.6.6 Penulangan Geser Vertikal

Dihitung berdasarkan SNI 2847:13, pasal 11.9.9.4

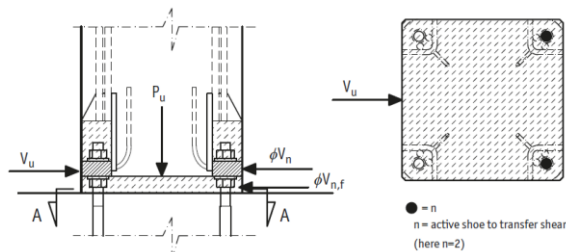
3.9 Perencanaan Sambungan

Perencanaan Sambungan menggunakan referensi dari “*Peikko Group*”. Dalam perencanaan sambungan dilakukan sesuai dengan peraturan SNI 2847:13 Pasal 7.13. Jenis

sambungan yang digunakan adalah sambungan dengan menggunakan baut kemudian dilakukan grout pada sambungan tersebut agar beton menjadi struktur yang monolit. Produk sambungan yang digunakan adalah sambungan *Bolt Connections*.

3.9.1 Sambungan Base Plate – Kolom / Kolom – Kolom

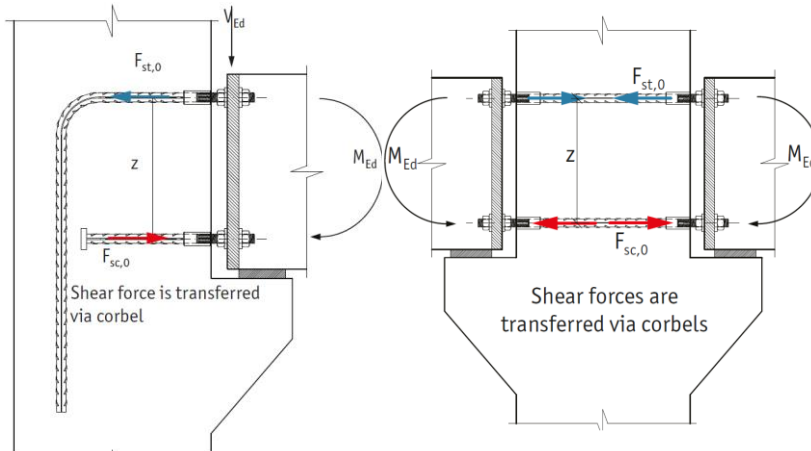
Perencanaan sambungan antar kolom berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 21.8.3(d). Pada sambungan ini digunakan *HPKM Column Shoe* digunakan bersamaan dengan *HPM Rebar Anchor Bolts*. *Column shoe* berada pada kolom sedangkan *Rebar Anchor Bolt* berada pada struktur di bawah kolom. Instalasi sambungan kolom ini tidak perlu ditambahkan pengaku (*bracing*) karena *HPKM Column Shoe* dan *HPM Anchor Bolts* sendiri sudah berfungsi menahan beban saat tahap ereksi.



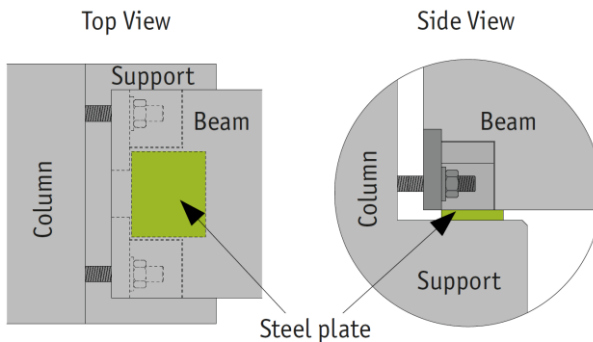
Gambar 3.1 Gaya Aksial dan Gaya Geser Kolom

3.9.2 Sambungan Balok – Kolom

Sambungan balok – kolom berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7. Pada sambungan ini digunakan BECO Beam Shoe digunakan bersamaan dengan COPRA Anchoring Couplers. Beam shoe berada di dalam balok sedangkan anchoring coupler berada pada kolom.

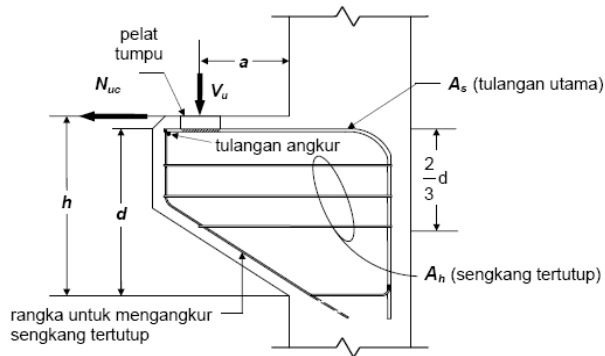


Gambar 3.2 Penyaluran Gaya Geser Pada Sambungan Balok - Kolom



Gambar 3.3 Penggunaan Pelat Baja Sebagai Penyambung

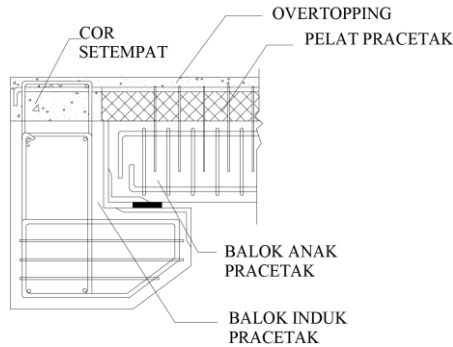
Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol berdasarkan SNI 2847:13 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.



Gambar 3.4 Parameter geometri konsol pendek

3.9.3 Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya 1/180 kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SNI 2847:13 pasal 13.7.3. Dalam perancangan sambungan balok induk dengan balok anak digunakan konsol pada balok induk. Balok anak diletakkan pada konsol pendek pada balok induk, kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk ini sama dengan perencanaan konsol pada kolom.

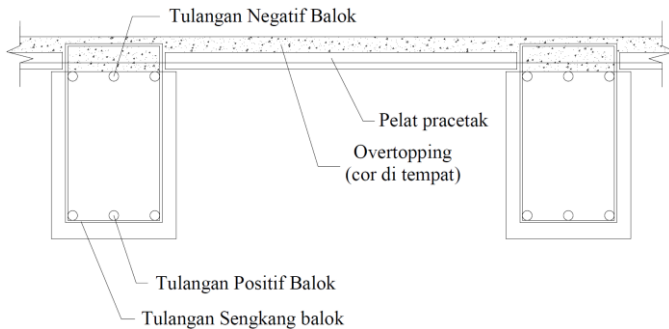


Gambar 3.5 Sambungan balok induk dengan balok anak

3.9.4 Sambungan Balok – Pelat Lantai

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada plat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut.

- Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan pelat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13.
- *Grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.



Gambar 3.6 Sambungan balok induk dengan pelat

3.10 Perencanaan Pondasi

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi ini didasarkan atas fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh pondasi tersebut :

- Besarnya beban dan beratnya bangunan atas
- Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan
- Biaya pondasi dibandingkan biaya bangunan atas

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk pondasi suatu bangunan bila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau bila tanah keras yang mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

Struktur pondasi direncanakan dengan menggunakan pondasi dalam, yaitu tiang pancang. Perhitungan kekuatan pondasi berdasarkan data tanah yang didapat dari tes sondir.

Nilai Konus diambil 4 D keatas & 4 D kebawah

$$P \text{ ijin 1 tiang} = \frac{A \text{ tiang} \times C_n}{Sf_1} + \frac{JHP \times Q}{Sf_2}$$

$$Sf_1 = (2 - 3)$$

$$Sf_2 = (5 - 8)$$

⇒ **Jumlah tiang pancang yang diperlukan (n)**

$$n = \frac{\Sigma Pu}{P_{ijin}}$$

$$S \geq \frac{1,57(D) \min - 2D}{m + n - 2}$$

$$\text{Efisiensi tiang } (\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n}$$

$$\text{Dimana, } \theta = \arctg \left(\frac{D}{S} \right)$$

$$P_{maks} = \frac{\Sigma Pu}{n} + \frac{My \times X \max}{\Sigma x^2} + \frac{Mx \times Y \max}{\Sigma y^2}$$

$P_{ult} = \text{Efisiensi tiang} \times P_u$ 1 tiang berdiri

⇒ **Kontrol Kekuatan Tiang**

$$P_{ult} \geq P_{perlu}$$

$$P_{perlu} = P_{maks}$$

⇒ **Kontrol Geser Ponds Pada Poer**

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\blacksquare \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

SNI 2847:13 pasal 11.11.12.1(a)

$$\blacksquare \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

SNI 2847:13 pasal 11.11.12.1(b)

$$\blacksquare \quad V_c = 0,33\lambda\sqrt{f_c'b_o}d$$

SNI 2847:13 pasal 11.11.12.1(c)

Dimana :

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer = $2(b_{kolom}+d) + 2(h_{kolom}+d)$

$\alpha_s \rightarrow 30$, untuk kolom tepi

$\rightarrow 40$, untuk kolom tengah

$\rightarrow 20$, untuk kolom pojok

$\phi V_c > P_u$ "OK" (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

3.11 Gambar Teknik

Hasil dari analisa struktur diatas divisualisasikan dalam gambar teknik. Dalam penggambaran ini menggunakan program AutoCAD 2016.

3.12 Kesimpulan dan Saran

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

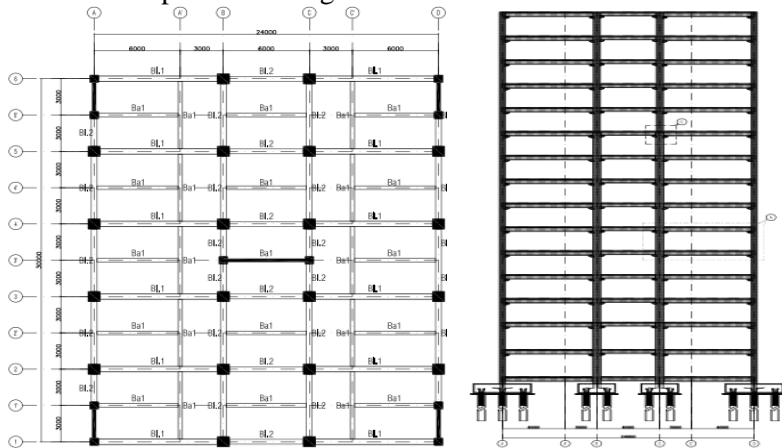
BAB IV PRELIMINARY DESAIN

4.1 Umum

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, pelat, kolom, dan balok pratekan. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.2 Data Perencanaan

Data perencanaan gedung beton bertulang menggunakan sistem beton pracetak sebagai berikut :



Gambar 4.1 Denah dan Potongan Gedung

- Fungsi Bangunan : Gedung Perkantoran
- Lokasi : Samping Tol Surabaya - Gresik
- Jumlah Lantai : 15 Lt. + 1 R.Mesin

- Ketinggian Lantai :
 - a. Lantai 1-2 = 4.00 m
 - b. Lantai 3-15 = 3.50 m
 - c. Ruang Mesin = 3.50 m
- Tinggi Bangunan : 53 m
- Total Luas Area : 800 m²
- Mutu Beton (f'c) : 30 Mpa
- Mutu Baja (fy) : 240 Mpa
- Letak Bangunan : Jauh Dari Pantai

4.3 Perencanaan Dimensi Balok

Dimensi balok yang direncanakan dalam preliminary design adalah sebagai berikut :

4.3.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Dimensi Balok Induk direncanakan dengan :

$$h_{min} = \frac{L}{16}$$

$$b = \frac{2}{3}h$$

Dimana :

- L = panjang balok (cm)
- h = tinggi balok (cm)
- b = lebar balok (cm)

Balok Induk dibagi menjadi :

- a. Balok Induk Melintang (BI.1) L = 900 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{900}{16} = 56,3 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 60 = 40 \text{ cm}$$

Digunakan Balok Induk Memanjang 40/60 cm

- b. Balok Induk Memanjang (BI.2) L = 600 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 25 \text{ cm}$$

Digunakan Balok Induk Memanjang 25/40 cm

c. Balok Indung Melintang (BI.2) $L = 600 \text{ cm}$

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 25 \text{ cm}$$

Digunakan Balok Induk Memanjang 25/40 cm

4.3.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak

Dimensi Balok Induk direncanakan dengan :

$$h_{min} = \frac{L}{21}$$

$$b = \frac{2}{3}h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok Anak (BA.1) $L = 600 \text{ cm}$

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{600}{21} = 28.6 \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$$

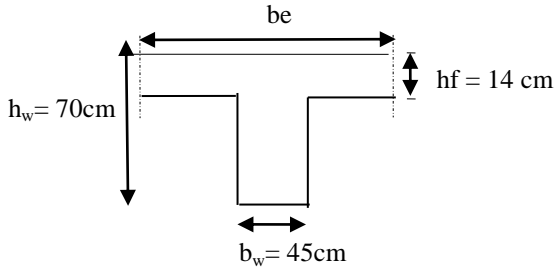
Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Rencana

Nama Balok	Dimensi b/h (cm)
Balok Induk	
BI.1	45/70
BI.2	40/60
Balok Anak	
BA.1	30/45

4.4 Perencanaan Tebal Pelat

Direncanakan 1 tipe pelat lantai dan pelat atap pracetak (S1) dengan data perencanaan sebagai berikut :

- Ukuran → 300 x 600 cm
- Tebal rencana pelat → 14 cm



Gambar 4.2 Potongan Penampang Balok Induk 45/70 cm

Perhitungan lebar efektif :

$$\begin{aligned} \text{a) } be &= bw + 2 \times (hw - hf) \\ be &= 45 + 2 \times (70 - 14) \\ be &= 157 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } be &= bw + 8 \times hf \\ be &= 45 + 8 \times 14 \\ be &= 157 \end{aligned}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw} \right) + 4 \left(\frac{hf}{hw} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{157}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{70}\right) \left[4 - 6\left(\frac{14}{70}\right) + 4\left(\frac{14}{70}\right)^2 + \left(\frac{157}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{157}{45} - 1\right)\left(\frac{14}{70}\right)}$$

$$k = 5.619437$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$$

$$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 5.619437 \times 45 \times 70^3$$

$$I_{pelat} = 600 \times \frac{14^3}{12}$$

$$I_{balok} = 7228001 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = 137200 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{7228001}{137200} = 52.68 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{L_n(0.8 + f_y / 1400)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{560(0.8 + 370 / 1400)}{36 + 9(2.103)} \\ &= 11.62 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tebal pelat yang direncanakan 14 cm telah memenuhi syarat.

4.5 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 750 x 600 cm.

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data - data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat = 14 cm = 140 mm
- Tinggi lantai 1-2 = 4,0 m
- Tinggi tiap lantai 3-17 = 3,5 m
- Tinggi lantai R. Mesin = 3,5 m
- Dimensi Balok Induk (BI.1) = 45/70 cm
- Dimensi Balok Induk (BI.2) = 40/60 cm
- Dimensi Balok Anak (BA.1) = 30/45 cm

Berdasarkan SNI 1727:2013 pembebanan seperti berikut ini :

a. Beban Lantai 15-11

- Beban Mati

Tabel 4.2 Beban Mati Lantai 15-11

LANTAI 15-11						
BEBAN MATI						
Pelat	648		0.14	2400	5	1,088,640
Balok Induk						
- BI 2 Memanjang	108	0.4	0.6	2400	5	311,040
- BI 1 Melintang	108	0.45	0.7	2400	5	408,240
- BI 2 Melintang	36	0.4	0.6	2400	5	103,680
Balok Anak	144	0.3	0.45	2400	5	233,280
Plafond	648			11	5	35,640
Penggantung	648			7	5	22,680
Plumbing	648			25	5	81,000
Spesi (2 cm)	648		0.2	11	5	7,128
Dinding	378		0.15	700	4	158,760
Sanitasi	648			20	5	64,800
Kolom	105	0.55	0.55	2400	5	381,150
TOTAL BEBAN MATI						2,896,038

- Beban Hidup

Tabel 4.3 Beban Hidup Lantai 15-11

Beban Hidup Perkantoran	648			192	5	681,696
Koefisien Reduksi 30%						0.7
TOTAL BEBAN HIDUP						477,187
TOTAL BEBAN LANTAI 15-11						3,373,225

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 285484 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 30 Mpa = $30 \times 9,8 = 294 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f' c} = \frac{285484}{0,3 \times 294} = 2783 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{2783} = 52,76 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 55 x 55 cm

Berat Kolom = $0,55 \times 0,55 \times 3,5 \times 2400 \times 5 = 12705 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 15 – 11 = 228420 + 12705 = 258189 kg

b. Beban Lantai 10-6

- Beban Mati

Tabel 4.4 Beban Mati Lantai 10-6

LANTAI 10-6						
BEBAN MATI						
Pelat	648		0.14	2400	5	1,088,640
Balok Induk						
- BI 2 Memanjang	108	0.4	0.6	2400	5	311,040
- BI 1 Melintang	108	0.45	0.7	2400	5	408,240
- BI 2 Melintang	36	0.4	0.6	2400	5	103,680
Balok Anak	144	0.3	0.45	2400	5	233,280
Plafond	648			11	5	35,640
Penggantung	648			7	5	22,680
Plumbing	648			25	5	81,000
Spesi (2 cm)	648		0.2	11	5	7,128
Dinding	378		0.15	700	4	158,760
Sanitasi	648			20	5	64,800
Tegel	648			22	5	71,280
Kolom	105	0.7	0.7	2400	5	617,400
TOTAL BEBAN MATI						3,203,568

- Beban Hidup

Tabel 4.5 Beban Hidup Lantai 10-6

Beban Hidup Perkantoran	648			192	5	622,080
Koefisien Reduksi 30%						0.7
TOTAL BEBAN HIDUP						435,456
TOTAL BEBAN LANTAI 10-6						3,639,024

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 251424 kg

Beban berfaktor + Beban Lantai 15-11 = 509613 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 30 Mpa = $30 \times 9,8 = 294 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{509613}{0,4 \times 294} = 4333 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{4333} = 65,83 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 70 x 70 cm

Berat Kolom = $0,7 \times 0,7 \times 3,5 \times 2400 \times 5 = 20580 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 15-6 = $509613 + 20580 = 530193 \text{ kg}$

c. Beban Lantai 5-3

- Beban Mati

Tabel 4.6 Beban Mati Lantai 5-3

Lantai 5-3						
BEBAN MATI						
Pelat	648		0.14	2400	3	653,184
Balok Induk						
- BI 2 Memanjang	108	0.4	0.6	2400	3	186,624
- BI 1 Melintang	108	0.45	0.7	2400	3	244,944
- BI 2 Melintang	36	0.4	0.6	2400	3	62,208
Balok Anak	144	0.3	0.45	2400	3	139,968
Plafond	648			11	3	21,384
Penggantung	648			7	3	13,608
Plumbing	648			25	3	48,600
Spesi (2 cm)	648		0.2	11	3	4,277
Dinding	378		0.15	700	2	79,380
Sanitasi	648			20	3	38,880
Tegel	648			22	3	42,768
Kolom	105	0.8	0.8	2400	3	483,840
TOTAL BEBAN MATI						2,019,665

- Beban Hidup

Tabel 4.7 Beban Hidup Lantai 5-3

Beban Hidup Perkantoran	648			192	3	373,248
Koefisien Reduksi 30%						0.7
TOTAL BEBAN HIDUP						261,274
TOTAL BEBAN LANTAI 5-3						2,280,938

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 148586,4 kg

Beban berfaktor + Beban Lantai 15-6 = 678779,4 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 30 Mpa = $30 \times 9,8 = 294 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{678779,4}{0,4 \times 294} = 5772 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{5772} = 75,97 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 80 x 80 cm

Berat Kolom = $0,8 \times 0,8 \times 3,5 \times 2400 \times 3 = 16128 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 15-3 = $678779,4 + 16128 = 694907,4 \text{ kg}$

d. Beban Lantai 2-1

- Beban Mati

Tabel 4.8 Beban Mati Lantai 2-1

Lantai 2-1						
BEBAN MATI						
Pelat	648		0.14	2400	1	217,728
Balok Induk						
- BI 2 Memanjang	108	0.4	0.6	2400	1	62,208
- BI 1 Melintang	108	0.45	0.7	2400	1	81,648
- BI 2 Melintang	36	0.4	0.6	2400	1	20,736
Balok Anak	144	0.3	0.45	2400	1	46,656
Plafond	648			11	1	7,128
Penggantung	648			7	1	4,536
Plumbing	648			25	1	16,200
Spesi (2 cm)	648		0.2	11	1	1,426
Dinding	378		0.15	700	1	39,690
Sanitasi	648			20	1	12,960
Tegel	648			22	1	14,256
Kolom	105	0.8	0.8	2400	1	161,280
TOTAL BEBAN MATI						686,452

- Beban Hidup

Tabel 4.9 Beban Mati Lantai 2-1

Beban Hidup Perkantoran	648		192	2	248,832
Koefisien Reduksi 30%					0.7
TOTAL BEBAN HIDUP					174,182
TOTAL BEBAN LANTAI 2-1					860,634

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 97167,6kg

Beban berfaktor + Beban Lantai 15-1 = 792075 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 30 Mpa = $30 \times 9,8 = 294 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{792075}{30, \times 294} = 5987 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{5987} = 77,38 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 80 x 80 cm.

4.6 Perencanaan Tebal Dinding Geser

Bedasarkan peraturan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm. Dalam tugas akhir ini tebal dinding geser direncanakan sebagai berikut :

Tebal dinding geser = 25 cm

Panjang bentang dinding = 600 cm

Tinggi dinding Lt.1-2 = 400 cm

Tinggi dinding Lt.3-15 = 350 cm

Tinggi dinding R.Mesin = 350 cm

$T \geq H/25 = 400/25 = 16 \text{ cm}$

$T \geq H/25 = 350/25 = 14 \text{ cm}$

$T \geq L/25 = 600/25 = 24 \text{ cm}$

Dengan demikian tebal dinding geser 25 cm memenuhi.

BAB V

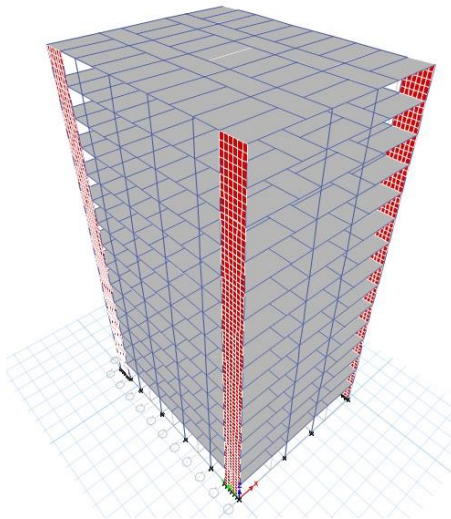
PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR

5.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013, PPIUG 1983 dan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

5.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu pemodelan struktur. Struktur pemodelan gedung memiliki total 16 Lantai (1 lantai Ruang Mesin) dengan tinggi total gedung ± 53 m. Pemodelan gedung berlokasi di Surabaya.



Gambar 5.1 Permodelan Struktur Pada ETABS

5.3 Pembebanan Gravitasi

Pembebanan Gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja pada gedung. Beban mati dan hidup yang dipehitungkan berupa

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 24 KN/m^3
 - Berat sendiri beton prategang: 25 KN/m^3
 - Adukan finishing : $0,21 \text{ KN/m}^3$
 - Tegel : $0,24 \text{ KN/m}^3$
 - Dinding setengah bata : $0,25 \text{ KN/m}^3$
 - Plafond : $0,11 \text{ KN/m}^3$
 - Penggantung : $0,07 \text{ KN/m}^3$
 - Plumbing + ducting : $0,25 \text{ KN/m}$
- Beban Hidup (SNI 1727 : 2013)
 - Lantai Atap : $0,92 \text{ KN/m}^3$
 - Lantai Apartement : $1,92 \text{ KN/m}^3$
 - Lantai Parkir : $1,92 \text{ KN/m}^3$

Dari analisa yang telah dilakukan berikut adalah rekap pembebanan Gravitasi pada gedung Mercantile Tower :

Tabel 5.1 Rekap Pembebanan Gravitasi

Rekap Pembebanan		
LANTAI	BEBAN MATI	BEBAN HIDUP
R. Mesin	12,768	4,637
15 - 11	2,896,038	681,696
10 - 6	3,203,568	622,080
5 - 3	2,019,665	373,248
2 - 1	686,452	248,832
Shear Wall	572,400	-
TOTAL	9,390,890	1,930,493

Didapatkan total beban mati sebesar 9.390.890 kg dan beban hidup sebesar 1.930.493 kg atau beban total (1D +1L) adalah **11.321.383 kg**.

Pembebanan yang diinputkan pada ETABS haruslah mendekati yang telah di hitung secara manual sehingga pembebanan pada ETABS dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS.

Tabel 5.2 Pembebanan Gravitasi pada ETABS

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
1D + 1L	0	0	11.058.906

Jadi total beban gravitasi pada ETABS (1D+1L) sebesar **26.156.172 kg**.

Sehingga didapatkan sebagai berikut

$$W_{\text{total}} \text{ ETABS} = 11.321.383 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} \text{ Manual} = 11.058.906 \text{ kg}$$

$$\text{Selisih perhitungan manual dengan SAP} = 2,4\%$$

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah **benar**.

5.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Dalam permodelan di dalam ETABS permodelan gempa dinamis arah X dan arah Y ditambahkan factor eksentrisitas akibat bangunan tidak simetris sebesar 5%.

5.4.1 Faktor Keutamaan gempa

Faktor keutamaan gempa seperti yang telah di bahas pada Subab 2.9.1 ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan fator keutamaan gempa (*I*) **1,0**.

respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SE. Dari gambar **5.2 a** untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_s = 0,663$ g.

S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCE_R) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SB. Dari gambar **5.2 b** untuk wilayah Jakarta $S_1 = 0,247$ g.

5.4.4 Parameter Percepatan Spectral Desain

Parameter percepatan spektra disain untuk periode pendek 0,2 detik (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) adalah sebagai berikut

$$S_{MS} = F_a S_s = 1,374 \times 0,663 = 0,911$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 3,021 \times 0,247 = 0,744$$

sehingga

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,911 = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,744 = 0,496$$

Untuk perioda pendek 0.2 detik (S_s) sebesar 0,663g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik (S_1) sebesar 0,247g dengan kelas situs SE didapatkan daerah Jakarta memiliki S_{DS} sebesar **0,607** dan S_{D1} sebesar **0,496**.

5.4.5 Kategori Desain Seismik

Seperti yang telah di bahas pada subab 2.3.6, kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 2.6 dan tabel 2.7 untuk S_{DS} sebesar 0,607 dan S_{D1} sebesar 0,496 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

5.4.6 Respon Spektrum Desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0}\right)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respons percepatan desain

$$S_a = S_{DS}$$

Untuk perioda lebih besar dari T_s , respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

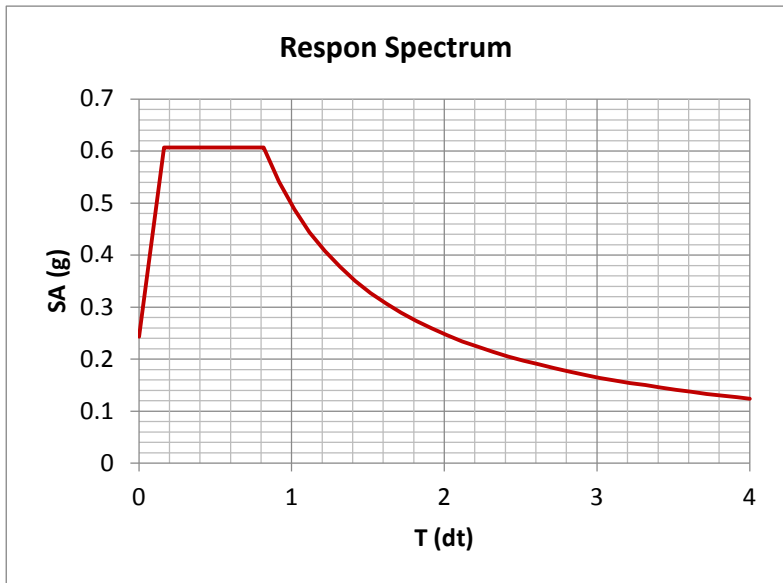
Dimana :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,185 \text{ dt} ; T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,923 \text{ dt}$$

Sehingga didapatkan respon spektrum desain sebagai berikut :

Tabel 5.3 Respon Spektrum Desain

T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)
0,000	0,243	1,817	0,273	3,017	0,164
0,163	0,607	1,917	0,259	3,117	0,159
0,817	0,607	2,017	0,246	3,217	0,154
0,9 7	0,541	2,117	0,234	3,317	0,15
1,017	0,488	2,217	0,224	3,417	0,145
1,117	0,444	2,317	0,214	3,517	0,141
1,217	0,408	2,417	0,205	3,617	0,137
1,317	0,377	2,517	0,197	3,717	0,133
1,417	0,35	2,617	0,19	3,817	0,13
1,517	0,327	2,717	0,183	3,917	0,127
1,617	0,307	2,817	0,176	4,000	0,124
1,717	0,289	2,917	0,17		



Gambar 5.3 Grafik Respon Spektrum Desain

5.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = C_u \times T_a$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 15, tipe struktur system rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,0466, nilai x digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 60,5m.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$T_a = 0,0466 \times 53^{0,9}$$

$$T_a = 1,66 \text{ dt}$$

Dimana :

T_a = periode fundamental pendekatan

C_t = koefisien pendekatan

h_n = ketinggian struktur

Tabel 5.4 Koefisien Batas Atas Perioda Gedung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumusan berikut :

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1,4 \times 1,6604 \text{ dt}$$

$$T = 2,325 \text{ dt}$$

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u)

$$T < C_u \times T_a$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 5.5 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	2.307	0.433	2.7237	7.4185
Modal	2	2.169	0.461	2.8963	8.3884
Modal	3	2.085	0.48	3.013	9.0783
Modal	4	0.628	1.593	10.007	100.14
Modal	5	0.602	1.66	10.4324	108.8352
Modal	6	0.592	1.689	10.61	112.5723
Modal	7	0.298	3.354	21.0763	444.2084
Modal	8	0.281	3.559	22.3647	500.1778
Modal	9	0.28	3.574	22.4587	504.3916

Modal	10	0.191	5.228	32.8505	1079.1541
Modal	11	0.184	5.444	34.2066	1170.0908
Modal	12	0.179	5.592	35.1325	1234.2948

Periode fundamental struktur terbesar yang didapat dari analisis ETABS = 2,175 dt maka:

$$T_{a \text{ manual}} < T_{a \text{ ETABS}} < C_u \times T_a$$

$$1,66 \text{ dt} < 2,307 \text{ dt} < 2,325 \text{ dt} \dots \text{"OK"}$$

5.6 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_0}\right)} ; S_{DS} = 0,607 ; I_0 = 1 ; R = 7$$

$$C_s = \frac{0,607}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0867$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9)
Dan nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_0}\right)} ; S_{D1} = 0,496 ; I_0 = 1 ; R = 7 ; T = 2,307 \text{ dt}$$

$$C_s = \frac{0,496}{2,307 \cdot \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0307$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1$$

$$C_s = 0,0267$$

Maka nilai C_s diambil **0,0267**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk bangunan perkantoran sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut

Tabel 5.6 Berat Efektif Struktur

Load Case/Combo	FZ
	kN
1D + 0,3L	92.746,199

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$C_s = 0,0267$$

$$W = 92.746,199 \text{ KN}$$

$$V = C_s \times W$$

$$V = 0,0267 \times 92.746,199 \text{ KN}$$

$$V = 2476,324 \text{ KN}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 5.7 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Ex Max	2238,3862	0,0087
Ey Max	0,0205	8915,2266

$$V = 2476,32 \text{ KN}$$

$$V_{xt} = 2238,39 \text{ KN}$$

$$V_{yt} = 8915,23 \text{ KN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$2238,39 \text{ KN} > 0,85 \times 2476,32 \text{ KN}$$

$$2238,39 \text{ KN} > 2104,87 \text{ KN} \dots \text{"OK"}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$8915,23 \text{ KN} > 0,85 \times 2476,32 \text{ KN}$$

$$8915,23 \text{ KN} > 2104,87 \text{ KN} \dots \text{"OK"}$$

Ternyata hasil dari running tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1.

5.7 Kontrol Dual System

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall

Tabel 5.8 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	KN	%	KN	%
SW	1663,159	74%	6875,8222	75%
SRPM	587,6636	26%	2233,5981	25%
Total	2250,8226	100%	9109,4203	100%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih **besar** dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

5.8 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90%.

Tabel 5.9 Modal Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec			
Modal	1	2.307	0.7103	0	0
Modal	2	2.169	0.7103	0.7153	0
Modal	3	2.085	0.7103	0.7153	0
Modal	4	0.628	0.8621	0.7153	0
Modal	5	0.602	0.8621	0.8571	0
Modal	6	0.592	0.8621	0.8571	0
Modal	7	0.298	0.9231	0.8571	0
Modal	8	0.281	0.9231	0.8571	0
Modal	9	0.28	0.9231	0.9163	0
Modal	10	0.191	0.9522	0.9163	0
Modal	11	0.184	0.9522	0.9163	0.6431
Modal	12	0.179	0.9522	0.9163	0.6431

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

5.9 Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xE}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=5.5) (SNI tabel 9)

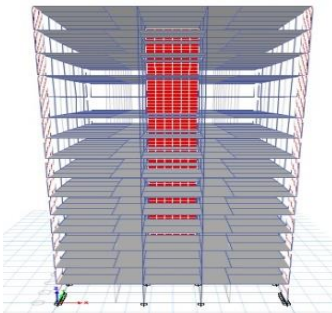
I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Tabel 5.10 Batas Simpangan Gedung

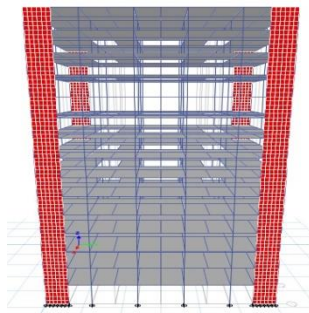
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx} ^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus (dual system), drift dibatasi sebesar :

$$\begin{aligned} \Delta &= 0.020.h_{sx} \\ &= 0.020 \times 4000 = 80 \text{ mm (Lantai 1-2)} \\ \Delta &= 0.020.h_{sx} \\ &= 0.020 \times 3500 = 70 \text{ mm (Lantai 3-15)} \end{aligned}$$



(a)



(b)

Gambar 5.4 Simpangan Gedung (a) Arah X (b) Arah Y

Tabel 5.11 Gempa Arah X

Tingkat	h	δ_{xe}	δ_x	Drift (Δn_x)	Syarat Δa	Ket
	m	m	m	m	m	
R.Mesin	3.5	0.0416	0.2288	0.013838	0.07	OK
15	3.5	0.0391	0.215	0.0144375	0.07	OK
14	3.5	0.0365	0.2006	0.015268	0.07	OK
13	3.5	0.0337	0.1853	0.0160985	0.07	OK
12	3.5	0.0308	0.1692	0.016863	0.07	OK
11	3.5	0.0277	0.1523	0.0174735	0.07	OK
10	3.5	0.0245	0.1348	0.017974	0.07	OK
9	3.5	0.0213	0.1169	0.0182875	0.07	OK
8	3.5	0.0179	0.0986	0.018326	0.07	OK
7	3.5	0.0146	0.0803	0.0179905	0.07	OK
6	3.5	0.0113	0.0623	0.01716	0.07	OK
5	3.5	0.0082	0.0451	0.01573	0.07	OK
4	3.5	0.0053	0.0294	0.0135025	0.07	OK
3	3.5	0.0029	0.0159	0.0102025	0.07	OK
2	4	0.001	0.0057	0.005676	0.08	OK
1	4	0	0	0	0.08	OK

Tabel 5.12 Gempa Arah Y

Tingkat	h	δy_e	δy	Drift (Δn_x)	Syarat Δa	Ket
	m	m	m	m	m	
R.Mesin	3.5	0.1686	0.9274	0.0452045	0.07	OK
15	3.5	0.1604	0.8822	0.0512	0.07	OK
14	3.5	0.1502	0.8261	0.0541	0.07	OK
13	3.5	0.1394	0.7669	0.05862	0.07	OK
12	3.5	0.1279	0.7033	0.062431	0.07	OK
11	3.5	0.1154	0.6349	0.06568	0.07	OK
10	3.5	0.1024	0.5632	0.06701	0.07	OK
9	3.5	0.0888	0.4882	0.06814	0.07	OK
8	3.5	0.0747	0.411	0.06876	0.07	OK
7	3.5	0.0606	0.3333	0.06734	0.07	OK
6	3.5	0.0467	0.257	0.06322	0.07	OK
5	3.5	0.0336	0.1848	0.05869	0.07	OK
4	3.5	0.0216	0.1191	0.05266	0.07	OK
3	3.5	0.0115	0.0634	0.041525	0.07	OK
2	4	0.004	0.0219	0.0218735	0.08	OK
1	4	0	0	0	0.08	OK

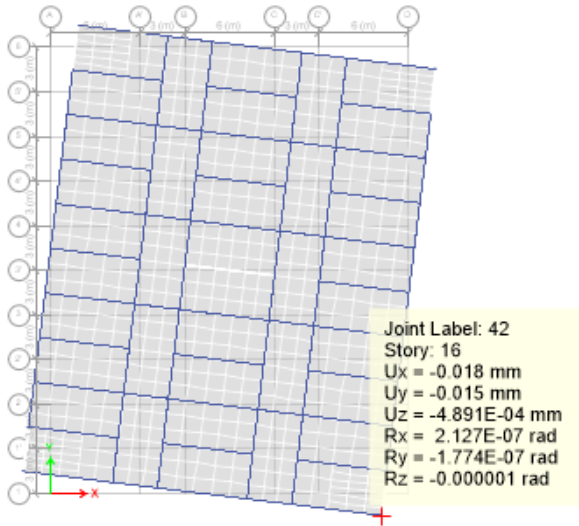
Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu ETABS. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta n = \frac{(\delta_2 - \delta_1)Cd}{I} < \Delta a$$

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

5.10 Torsi Tidak Terduga

Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambahan sebesar 5% dari dimensi arah tegak lurus panjang bentang struktur dimana gaya gempa bekerja.



Gambar 5.5 Torsi tidak terduga

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

6.1 Struktur Pelat Pracetak

Struktur pelat pracetak direncanakan menggunakan Pelat Sambungan balok dengan pelat hanya menggunakan sistem grouting dan tulangan praktis. Peraturan yang digunakan untuk besar beban yang bekerja pada struktur pelat menggunakan SNI 2847:2013 dan PCI Handbook.

6.1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan Half Slab menurut preliminary design :

- Tebal pelat = 14 cm
- Mutu beton (f'_c) = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 240 MPa
- Diameter tulangan rencana = 13 mm

6.1.2 Pembebanan Pelat Lantai

Pelat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL) berdasarkan PBI 1983 sesuai dengan fungsi bangunan Apartemen dan kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan peraturan SNI 1727:2013.

Beban Mati (DL) :

- Pelat	: 0,14 m x 2400 kg/m ³	= 336 kg/m ²
- Plafon		= 11 kg/m ²
- Penggantung		= 7 kg/m ²
- Ducting + plumbing		= 25 kg/m ²
- Spesi	: 1 x 21 kg/m ²	= 21 kg/m ²
- Tegel	: 1 x 24 kg/m ²	= 24 kg/m ²
		DL = 469 kg/m²

Beban Hidup :

Beban hidup perkantoran (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)	LL = 192 kg/m²
--	----------------------------------

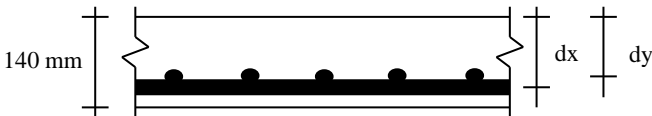
$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1,2 (469) + 1,6 (192) = 870 \text{ kg/m}^2$$

6.1.3 Perhitungan Tulangan Pelat

Digunakan 1 tipe pelat lantai dalam perhitungan penulangan pelat. Pelat lantai yang digunakan adalah *Full Slab Precast*, tipe pelat ini tidak menggunakan sistem komposit. Penggunaan 1 tipe pelat lantai dimaksudkan agar tidak menggunakan banyak cetakan pelat di pabrik yang dapat mengurangi biaya produksi.

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat $3 \times 6 \text{ m}^2$
 - Tebal pelat 140 mm
 - Tebal selimut beton 40 mm
 - Diameter tulangan rencana 13 mm, $(A_s) = 132,73 \text{ mm}^2$
- $$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times (f'_c - 28)/7$$
- (karena f'_c diatas 28 MPa, SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)
- $$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} = 0,836$$



$$dx = h - d - 0,5 \times \emptyset_{rencana}$$

$$dx = 140 - 40 - 0,5 \times 13 = 93,5 \text{ mm}$$

$$dy = h - d - \emptyset_{rencana} - \emptyset_{bawah}$$

$$dx = 140 - 40 - 13 - 13 = 80,5 \text{ mm}$$

L_x, L_y dan α_m diambil dari perhitungan preliminary pelat

$$L_x = 262,5 \text{ cm}$$

$$L_y = 560 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{560}{262,5} = 2,2 > 2 \rightarrow \text{pelat 1 arah}$$

$$\alpha_m = 52,68 \rightarrow \text{terjepit penuh}$$

⇒ Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 untuk momen-momen di dalam pelat dengan $L_y/L_x > 2,5$ didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$Mlx = 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X$$

$$Mtx = 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X$$

$$Mly = 0,2 Mlx$$

$$Mty1 = 0,3 Mlx$$

$$Mty2 = 0,6 Mlx$$

$$Mulx (+) = X1 \rightarrow 42 \text{ (PBI 1983, Tabel 13.3.1)}$$

$$Mulx (+) = 0.001 \times 870 \times 2,672^2 \times 42 = 251,783 \text{ kgm}$$

$$Mutx (-) = X2 \rightarrow 83 \text{ (PBI 1983, Tabel 13.3.1)}$$

$$Mutx (-) = 0.001 \times 870 \times 2,672^2 \times 83 = 497,572 \text{ kgm}$$

Besaran momen yang digunakan (menentukan) = Mutx

➔ maka $Mulx (+) = Mutx (-) = 497,572 \text{ kgm}$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,412$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{497,572}{0,9 \times 1000 \times 93,5^2} = 0,63 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan :

- $\rho_{min} = 0,002$ (Mutu tulangan 240 Mpa, SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1)

$$\bullet \quad \rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{9,412} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,412 \times 0,63}{fy}} \right) = 0,0027$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} \text{ , maka digunakan } \rho_{perlu} = 0,0027$$

Perhitungan kebutuhan tulangan arah X:

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0,0027 \times 1000 \times 93,5 = 249,5 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan per meter

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tulangan}}} = \frac{249,5}{132,73} = 1,88 \approx 2$$

- Jarak tulangan

$$S_{max} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013, Pasal 14.5.3)}$$

$$S_{pakai} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm} > S_{max} \text{ "NOT OK"}$$

$$n = 3 \rightarrow S_{pakai} = \frac{1000}{3} = 333,33 \approx 300 \text{ mm}$$

$$A_{s_{pasang}} = n \times A_{s_{tulangan}}$$

$$A_{s_{pasang}} = 3 \times 132,73 = 398,2 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 168,3 \text{ mm}^2$$

Kontrol tarik tulangan (Design of Reinforce Concrete 9th edition, pasal 3.6)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times d} = 398,2 \times \frac{240}{0,85 \times 30 \times 262,5} = 14,28 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14,28}{0,836} = 17,08 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{93,5-17,08}{17,08} \times 0,003 = 0,013 > 0,005$$

∴ **Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"**

∴ **Digunakan tulangan lentur arah X D13 – 300**

⇒ Perhitungan Penulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y

Karena menggunakan konstruksi pelat satu arah dalam perhitungan penulangan arah Y digunakan rasio tulangan minimum (ρ_{min}) sebesar 0,002. Perhitungan kebutuhan tulangan arah Y:

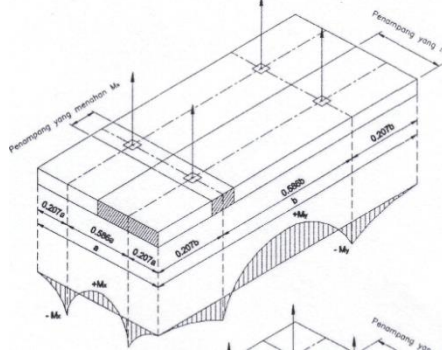
$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,002 \times 1000 \times 93,5 = 187 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan per meter menggunakan $S_{max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013, Pasal 14.5.3). Jumlah tulangan per meter 3 buah.

∴ **Digunakan tulangan lentur arah Y D13 – 400**

6.1.3.1 Penulangan Akibat Pengangkatan

Dalam pemasangan pelat pracetak, perlu diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan elemen (erection). Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku “*Precast and Prestressed Concrete*” seperti yang ditunjukkan pada gambar 6.1 dibawah ini dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu :



Gambar 6.1 Posisi titik angkat pelat (2 buah titik angkat)

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada segmen pelat : 120×300 cm

Dengan $w = (0,14 \times 2400) = 336$ kg/m = 3,36 KN/m

Maka :

$$M_x = 0,0107 \times 3,36 \times 1,2^2 \times 3 = 0,155 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0,0107 \times 3,36 \times 1,2 \times 3^2 = 0,388 \text{ KNm}$$

⇒ Penulangan arah X dan Y

Karena momen yang terjadi terlalu kecil maka dipakai ρ_{\min} = 0,002 sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 93,5 = 187 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times t_{\text{pelat}}$ (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5) maka :

$$S \leq 3 \times 140$$

$$\leq 420 \text{ mm}$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \text{ D13}}}$$

$$= \frac{187}{132,73} = 1,41 \approx \text{dipakai 2 buah}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{s \text{ D13}}$$

$$= 2 \times 132,73 \text{ mm}^2$$

$$= 265,46 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots \text{OK}$$

Dibutuhkan tulangan lentur D13-300 mm.

6.1.3.2 Penulangan Pelat yang Terpasang

Penulangan pelat yang terpakai atau yang akan dipasang adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari penulangan lentur pelat akibat beban yang bekerja pada pelat dan tulangan lentur pelat akibat pengangkatan yaitu sebagai berikut :

Tabel 6.1 Tulangan Terpasang pada Pelat

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang mm ²	
	Arah X	Arah Y
1	D13-300 As=398,2 mm ²	D13-400 As=265,46 mm ²

6.1.4 Kontrol Lendutan

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3, maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

6.1.5 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 2847:2013 :

- $l_{dh} > 8 \text{ db} = 8 \times 13 = 104 \text{ mm}$
(SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)

- $l_{dh} > 150 \text{ mm}$

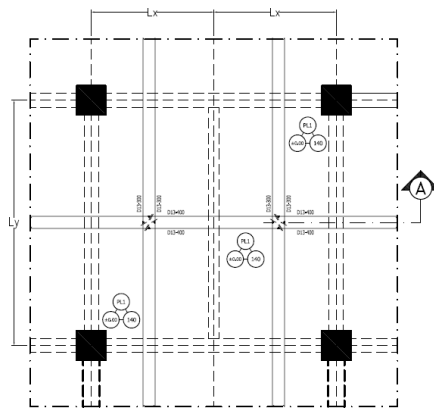
(SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)

- $$I_{hb} = \frac{100 \times db}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{f_y}{400} = \frac{100 \times 13}{\sqrt{30}} \times \frac{240}{400} = 142,41 \text{ mm}$$

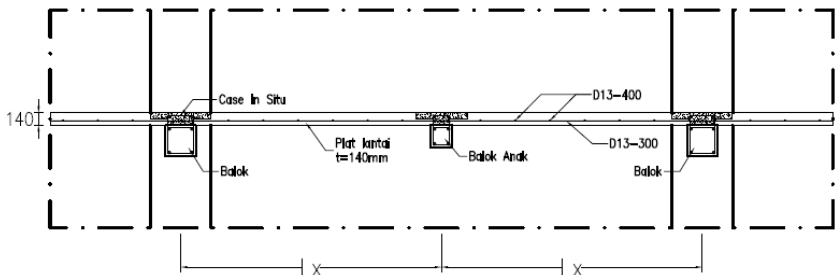
$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

(SNI 2847:2013 pasal 12.5.2)

Maka dipakai panjang penyaluran 150 mm



Gambar 6.2 Penulangan Pelat Lantai

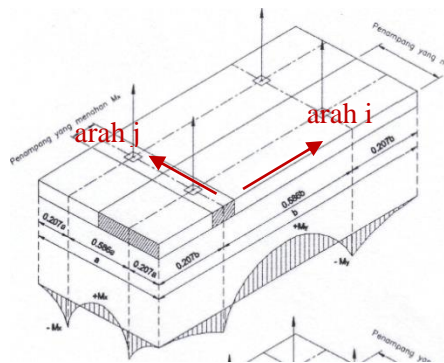


Gambar 6.3 Potongan Pelat Lantai

6.1.6 Pengangkatan Pelat

⇒ Titik Angkat Pelat Pracetak

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil pelat tipe A dengan dimensi 3 m x 6 m yang dibagi menjadi 5 segmen ukuran 1,2 m x 3 m dengan dua titik pengangkatan (*two point pick up*).



Gambar 6.4 Jarak Tulangan Angkat

(*PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992*)

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j. Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 90 cm. Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan.

⇒ Perhitungan Tulangan Angkat Pelat

$$DL = 0,14 \times 1,2 \times 3 \times 2400 = 1209,6 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$\text{Beban ultimate} = 1,2 \times 1,4 \times 1209,6 = 2032,13 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{2032,13}{2} = 1016,06 \text{ kg}$$

Sesuai PBBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik ijin baja

$$\sigma_{\text{tarikijin}} = \frac{fy}{1,5} = \frac{2400}{1,5} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 1016,06}{\pi \times 1600}} = 0,899 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arctg \frac{0,9}{0,9} = 45^\circ$$

$$Tu' = Tu \times \cos \alpha = 1016,06 \times \cos 45^\circ = 533,76 \text{ kg}$$

$$\alpha_i = \arctg \frac{0,9}{0,9} = 45^\circ \quad \alpha_j = \arctg \frac{0,9}{0,35} = 67,38^\circ$$

Faktor gaya horizontal :

$$Ti = 533,76 \times \cos \alpha_i = 533,76 \times \cos 45^\circ = 377,43 \text{ kg}$$

$$Tj = 533,76 \times \cos \alpha_j = 533,76 \times \cos 67,38^\circ = 360,74 \text{ kg}$$

Ambil terbesar $\rightarrow P = 377,43 \text{ kg}$

Maka diameter tulangan angkat arah i dan arah j =

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{4 \times 377,43}{\pi \times 1600}} \\ \geq 0,548 \text{ cm}$$

Maka dipasang tulangan angkat $\varnothing 8 \text{ mm}$

\Rightarrow **Kontrol Tulangan Angkat**

$$f_{\text{pelat}} < f_{cr}$$

fcr untuk beton 3 hari adalah

$$f_r = \frac{0,7 \times \sqrt{fc'}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{30}}{1,5} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$yc = 0,5 \times 0,14 = 0,07 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992* momen maksimum diperhitungkan. Berdasarkan gambar diatas, arah i sama dengan arah y dan arah j sama dengan arah x.

$$w = (t_{\text{pelat}} \times 2400 \text{ kg/m}^3) + \left(\frac{200}{a \times b} \right)$$

$$w = (0,14 \times 2400 \text{ kg/m}^3) + \left(\frac{200}{1,2 \times 3} \right) = 391,56 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} + M_x &= - M_x = M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b \\ &= 0,0107 \times 391,56 \times 1,2^2 \times 3 \\ &= 18,09 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} + M_y &= - M_y = M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2 \\ &= 0,0107 \times 391,56 \times 1,2 \times 3^2 \\ &= 45,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$P = \left(\frac{2032,13}{4} \right) = 508,032 \text{ kg}$$

$$- M_y \text{ ditahan oleh penampang selebar } a/2 = 120/2 = 60 \text{ cm}$$

$$M_y = \left(\frac{p \times yc}{tg 45} \right) = \left(\frac{508,032 \times 0,07}{tg 45} \right) = 35,56 \text{ kgm}$$

$$M_{tot} = 45,25 + 35,56 = 80,81 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 60 \times 14^2 = 1960 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} f_t = f_b &= \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{80,81 \times 10^4}{1960 \times 10^3} \\ &= 0,41 \text{ Mpa} < f_r = 2,56 \text{ Mpa} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - M_x \text{ ditahan oleh penampang selebar } 15t = 210 \text{ cm atau } b/2 \\ = 150 \text{ cm (diambil yang terkecil = 150 cm)} \end{aligned}$$

$$M_x = \left(\frac{p \times yc}{tg 45} \right) = \left(\frac{508,032 \times 0,07}{tg 45} \right) = 35,56 \text{ kgm}$$

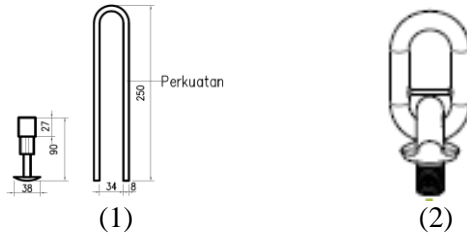
$$M_{tot} = 18,09 + 35,56 = 53,66 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 150 \times 14^2 = 4900 \text{ cm}^3$$

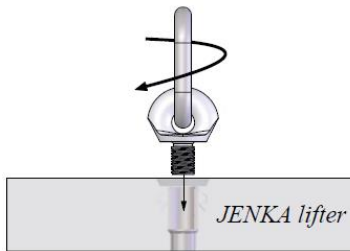
$$\begin{aligned} f_t = f_b &= \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{53,66 \times 10^4}{4900 \times 10^3} \\ &= 0,11 \text{ Mpa} < f_r = 2,56 \text{ Mpa} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

⇒ Pemilihan Profil Tulangan Angkat

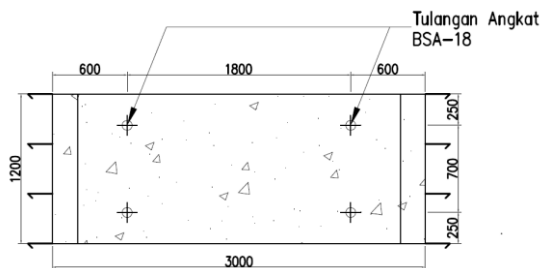
Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert* dengan kait *JL*. Di satu titik angkat profil ini dapat mengangkat beban sebesar 16 kN dengan sudut 0° - 90° .



Gambar 6.5 (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



Gambar 6.6 *JENKA Lifter*



Gambar 6.7 Pelat Lantai Pracetak

6.2 Struktur Balok Anak Pracetak

Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa beban persegi biasa. Itu dikarenakan pelat pracetak hanya menumpu dua titik tumpu, titik tumpu pertama ada dibalok induk serta titik tumpu yang kedua berada di balok anak.

6.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak

Dalam perhitungan bab ini, akan dilakukan perhitungan sebelum komposit dan perhitungan sesudah komposit. Berdasarkan kondisi tersebut maka tersapat dua dimensi balok anak yaitu dimensi sebelum komposit dan dimensi sesudah komposit.

- Dimensi balok anak : $30 \times 45 \text{ cm}$
- Mutu beton (f_c') : 30 MPa
- Mutu baja (f_y) : 240 MPa
- Tulangan lentur : D22
- Tulangan sengkang : $\emptyset 13$

6.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak

Beban yang bekerja pada balok anak merupakan berat sendiri dari balok anak tersebut dan semua berat merata yang terjadi pada pelat termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata yang berada diatas pelat. Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban persegi pada lajur yang panjang.

6.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok Anak

• Kondisi Sebelum Komposit

$$L_x = 2650 \text{ mm} = 2,65 \text{ m}$$

$$L_y = 5625 \text{ mm} = 5,625 \text{ m}$$

- Beban Mati (Q_{DL})

$$q_{\text{sendiri balok anak}} = 0,3 \times 0,31 \times 2400 = 223.2 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{sendiri pelat}} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{sebelum komposit}} = 2 \times \left(\frac{1}{2} \times q \times L_x \right)$$

$$= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 336 \times 2,7 \right) = 890,4 \frac{kg}{m}$$

Kombinasi Beban

$$\begin{aligned} Q_u \text{ sebelum komposit} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \times 890,4 + 1,6 \times 0 = 1336,32 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- **Kondisi Sesudah Komposit**

Kondisi sesudah komposit menggunakan output dari program bantu ETABS.

6.2.4 Perhitungan Momen dan Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 2847:2013 pasal 8.3.3.

- **Kondisi Sebelum Komposit**

$$\begin{aligned} M_{\text{tumpuan}} &= 0 \text{ kgm} \\ M_{\text{lapangan}} &= \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 1336,32 \times 6^2 \right) = 6013,44 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- **Kondisi Sesudah Komposit**

$$\begin{aligned} M_{\text{tumpuan}} &= -6370,86 \text{ kgm} \\ M_{\text{lapangan}} &= 1917,39 \text{ kgm} \\ V &= 4991,39 \text{ kg} \end{aligned}$$

6.2.5 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak

⇒ Perhitungan Tulangan Lentur Sebelum Komposit

$$\begin{aligned} \text{Dimensi balok anak} &= 30/31 \\ \text{Tebal selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ \text{Diameter tulangan utama} &= 22 \text{ mm} \\ \text{Diameter tulangan sengkang} &= 13 \text{ mm} \\ \text{Mutu beton } (f'_c) &= 30 \text{ MPa} \\ \text{Mutu baja } (f_y) &= 240 \text{ Mpa} \\ d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} d_b \\ d = 310 - 50 - 13 - \frac{1}{2} (22) &= 222 \text{ mm} \\ \rho_{\min} &= 0,002 \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1)} \end{aligned}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

- **Tulangan Tumpuan**

Digunakan $\rho_{\min} = 0,002$, karena dianggap tidak terjadi momen pada tumpuan.

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 300 \times 222 = 245,43 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\phi 22}} \\ &= \frac{245,43}{380,132} = 0,65 \text{ (dipakai 2 buah)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s\text{pasang}} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D22} \\ &= 2 \times 380,132 \text{ mm}^2 \\ &= 760,265 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

∴ **Maka digunakan tulangan lentur 2D22**

- **Tulangan Lapangan**

$$Mu_{\text{lapangan}} = 6013,44 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6013,44 \times 10^4}{0,9 \times 300 \times 222^2} = 2,317 \frac{N}{mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 2,317}{240}} \right) = 0,0075 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0075 > \rho_{\min} = 0,002$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0075 \times 300 \times 222 = 500,01 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 22}} = \frac{500,01}{380,132} = 1,32 \approx 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pasang}} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D22} \\ &= 2 \times 380,132 \text{ mm}^2 \\ &= 760,265 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{760,265}{300 \times 222} = 0,01142 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{760,27 \times 240}{0,85 \times 300 \times 30} = 23,85 \text{ mm}$$

Kontrol tarik tulangan (Design of Reinforce Concrete 9th edition, pasal 3.6)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23,85}{0,836} = 28,52 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{222-28,52}{28,52} \times 0,003 = 0,0203 > 0,005$$

∴ Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"

$$\begin{aligned} M_u &= \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 760,265 \times 240 \left(222 - \frac{23,85}{2} \right) = 34497835,62 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_u > M_{\text{lapangan}} = 48107520 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

∴ Maka digunakan tulangan lentur 2D22

⇒ Perhitungan Tulangan Lentur Sesudah Komposit

Dimensi balok anak	= 30/45
Tebal selimut beton	= 50 mm
Diameter tulangan utama	= 22 mm
Diameter tulangan sengkang	= 13 mm
Mutu beton (f_c')	= 30 MPa

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 240 \text{ Mpa}$$

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 450 - 50 - 13 - \frac{1}{2} (22) = 362 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018 \text{ (SNI 2847:2013, pasal)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_{rc}} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

- Tulangan Tumpuan

$$Mu_{\text{tumpuan}} = -6370,86 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6370,86 \times 10^4}{0,9 \times 300 \times 362^2} = 1,8 \frac{N}{mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 1,8}{240}} \right) = 0,0078 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0078 > \rho_{\min} = 0,002$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0078 \times 300 \times 362 = 1051,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\emptyset 22}}} \\ &= \frac{1051,4}{380,132} = 2,77 \approx 3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{22}} \\ &= 3 \times 380,132 \text{ mm}^2 \\ &= 1140,4 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu ... OK} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1140,4}{300 \times 362} = 0,0105 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{1140,4 \times 240}{0,85 \times 300 \times 30} = 35,78 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35,78}{0,836} = 42,81 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{362-42,81}{42,79} \times 0,003 = 0,0223 > 0,005$$

∴ **Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"**

$$\begin{aligned} Mu &= \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 1140,4 \times 240 \left(362 - \frac{35,78}{2} \right) = 84763377,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mu > M_{\text{lapangan}} = 63708600 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

∴ **Maka digunakan tulangan lentur 3D22**

- Tulangan Lapangan

$$Mu_{\text{lapangan}} = 1917,39 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1917,39 \times 10^4}{0,9 \times 300 \times 362^2} = 0,542 \frac{N}{mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,542}{240}} \right) = 0,00228 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00228 > \rho_{\text{min}} = 0,002$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00228 \times 300 \times 362 = 247,608 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 22}}$$

$$= \frac{247,608}{380,132} = 0,65 \approx 1 \text{ buah (dipakai 2 buah)}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D22} \\ &= 2 \times 380,132 \text{ mm}^2 \\ &= 760,265 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{760,265}{300 \times 362} = 0,007001 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{760,265 \times 240}{0,85 \times 300 \times 30} = 23,85 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23,85}{0,836} = 28,54 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{362-28,54}{28,54} \times 0,003 = 0,035 > 0,005$$

∴ Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"

$$\begin{aligned} Mu &= \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 760,265 \times 240 \left(362 - \frac{23,85}{2} \right) = 57488261,99 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mu > M_{\text{lapangan}} = 19173900 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

∴ Maka digunakan tulangan lentur 2D22

6.2.6 Perhitungan Tulangan Geser

⇒ **Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit**

$$V_u = 4008,96 \text{ kg} = 40,0896 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 222 \\ &= 60797,2 \text{ N} = 60,7972 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,9 \times 60,7972$$

$$= 54,7175 \text{ KN}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 54,7175 = 27,3587 \text{ N}$$

Karena $V_c > V_u > 0,5\phi V_c$ maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan diameter 13 mm.

$$V_s \text{ min} = \frac{V_u}{\phi}$$

$$= \frac{40,0896}{0,9}$$

$$= 44,544 \text{ KN}$$

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$A_s = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times 132,73 = 265,46 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang, dimana :

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 222}{44,544 \times 10^3} = 317,53 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847:2013 syarat jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh lebih dari yang terkecil :

- $\frac{d}{4} = \frac{222}{4} = 55,5 \text{ mm}$
- $6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang = 50 mm

⇒ Perhitungan Tulangan Geser Sesudah Komposit

$$V_u = 4991,4 \text{ kg} = 49,914 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 362$$

$$= 99137,78 \text{ N} = 99,14 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,9 \times 99,14$$

$$= 89,22 \text{ KN}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 89,22 = 44,61 \text{ N}$$

Karena $V_c > V_u > 0,5\phi V_c$ maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan diameter 13 mm

$$V_{s \text{ min}} = \frac{V_u}{\phi}$$

$$= \frac{49,91}{0,9}$$

$$= 55,46 \text{ KN}$$

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$A_{sD13} = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times 132,73 = 265,46 \text{ mm}^2$$

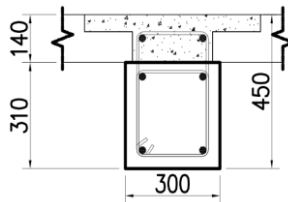
Perhitungan jarak sengkang, dimana :

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 362}{55,46 \times 10^3} = 415,86 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847:2013 syarat jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh lebih dari yang terkecil :

- $\frac{d}{4} = \frac{362}{4} = 90,5 \text{ mm}$
- $6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

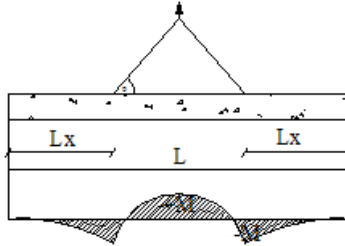
Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang 90 mm.



Gambar 6.8 Penulangan Balok Anak

6.2.7 Pengangkatan Balok Anak

Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 6.9 Momen Saat Pengangkatan Balok Anak

⇒ **Kondisi Pengangkatan Sebelum Komposit**

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Yb} \left(1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{(45 - 14)}{2} = 15,5 \text{ cm}$$

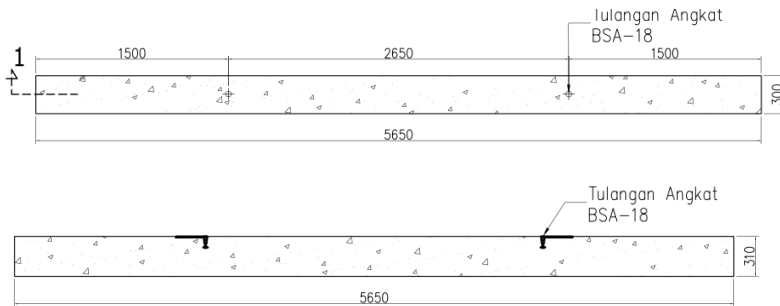
$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 31^3 = 74477,5 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 20,5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 20,5}{600 \times \tan 45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{15,5}{15,5} \left(1 + \frac{4 \times 20,5}{600 \times \tan 45^\circ} \right)} \right)} = 0,256$$

$$X \times L = 0,256 \times 600 = 153,89 \text{ cm} = 1,53 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 6 - 2 \times 1,53 = 2,934 \text{ m}$$



Gambar 6.10 Letak Titik Pengangkatan

➤ Pembebanan

$$\text{Balok } (0,30 \times 0,31 \times 6 \times 2400) = 19,44 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} T \sin \phi &= P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 19,44}{2} \\ &= 13,99 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$T = \frac{13,99}{\sin 45^\circ} = 16,45 \text{ KN}$$

➤ **Tulangan angkat balok anak**

$$P_u = 13,36 \text{ KN}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 240 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 2400/1,5 = 1600 \text{ kg/m}^2$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{13,36 \times 10^2}{1600 \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 1,61 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan $\emptyset 19 \text{ mm}$

➤ **Momen yang Terjadi**

Pembebanan pada balok

$$W = (0,30 \times 0,31 \times 2400) = 324 \text{ kg/m} = 3,24 \text{ KN/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

Momen lapangan

$$+ M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+ M = \left(\frac{3,24 \times 6^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,256 + \frac{4 \times 0,205}{6 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 1,937 \text{ KNm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{1,937}{\frac{1}{6} \times 0,30 \times 0,31^2}$$

$$f = 191,346 \text{ KN/m}^2$$

$$f = 0,1913 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,7\sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Momen tumpuan

$$-M = \frac{wX^2L^2}{2}$$

$$-M = \left(\frac{3,24 \times 0,256^2 \times 6^2}{2} \right) \times 1,2 = 4,603 \text{ KNm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{4,603}{\frac{1}{6} \times 0,30 \times 0,31^2}$$

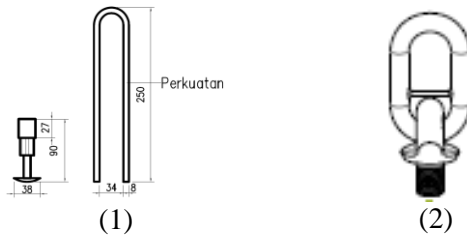
$$f = 454,697 \text{ KN/m}^2$$

$$f = 0,4547 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,7\sqrt{f_c'} = 10,84 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

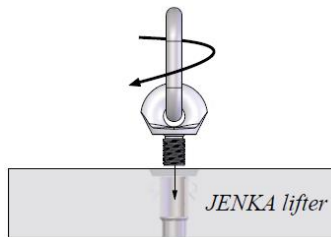
Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai $f'_{r_{ijin}}$ usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

\Rightarrow Pemilihan Profil Tulangan Angkat

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert* dengan kait *JL*. Di satu titik angkat profil ini dapat mengangkat beban sebesar 16 kN dengan sudut 0° - 90° .



Gambar 6.11 (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



Gambar 6.12 JENKA Lifter

6.2.8 Kontrol Lendutan

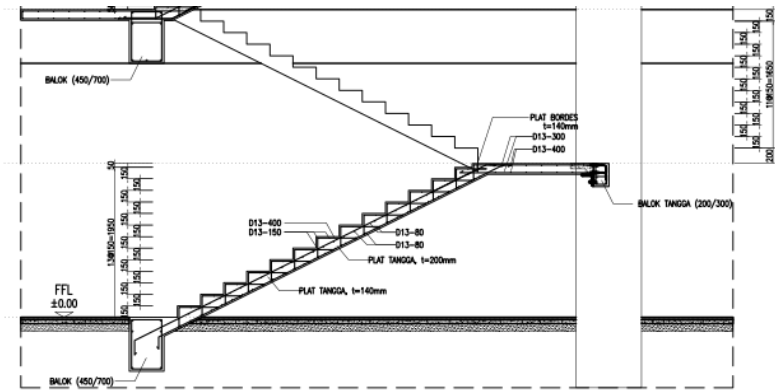
Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min} .

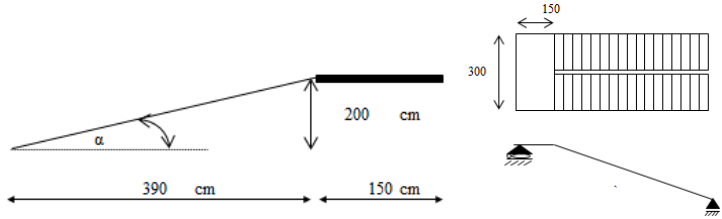
6.3 Perencanaan Tangga Pracetak

Pada perencanaan ini, struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi ujung perletakan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes). Struktur tangga ke atas dan ke bawah tipikal.



6.3.1 Tangga Lantai 1-2

⇒ Data Perencanaan Tangga



Gambar 6.13 Desain Tangga

- Tinggi Lantai : 400 cm
- Tinggi Tanjakan (t) : 15 cm
- Lebar Injakan (i) : 30 cm
- Lebar Tangga : 140 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 14 cm
- Tebal pelat bordes : 14 cm

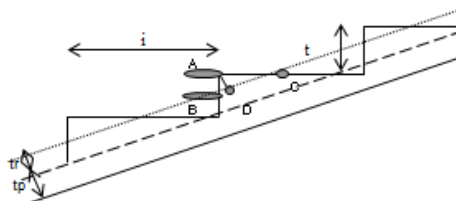
- Jumlah injakan (n_T) : $\frac{200}{15} : 14$ buah
- Jumlah tanjakan (n_i) : $14-1= 13$ buah
- Jumlah tanjakan ke bordes : 13 buah
- Jumlah tanjakan bordes ke lantai 2 : 13 buah
- Elevasi bordes : 200 cm
- Lebar bordes : 150 cm
- Panjang bordes : 300 cm
- Panjang horisontal plat tangga : $13 \times 30 = 390$ cm
- Kemiringan tangga (α) : $\text{arc tan } \alpha = \frac{200}{390} \rightarrow \alpha = 27,51^\circ$
- Tebal plat rata-rata : tebal plat tangga +tr

Cek syarat :

1. $60 \leq (2t+i) \leq 65$
 $2t + i = 2(15)+30 = 60$ (OK)
2. $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $\alpha = 27,51^\circ$ (OK)

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat anak tangga rata-rata} &= (i/2) \sin \alpha \\ &= (30/2) \sin 27,51^\circ \\ &= 6,845 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat rata-rata (tr)} &= tp + tr_{\text{anak tangga}} \\ &= 14 + 6,845 \\ &= 20,85 = 21 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 6.14 Ketebalan Tangga

⇒ Perhitungan Analisa Struktur

• Pelat Tangga

- Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Pelat tangga} &= \frac{0,21 \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1\text{m}}{\cos 27,51^\circ} = 566,408 \quad \text{kg/m} \\ \text{Tegel} &= 24 = 24 \quad \text{kg/m} \\ \text{Spesi} &= 21 = 21 \quad \text{kg/m} \\ \text{Sandaran} &= 50 = 50 \quad \text{kg/m} + \\ &\quad \mathbf{qd = 640,408 \quad kg/m} \\ \text{- Beban Hidup} &\quad \mathbf{ql = 192 \quad kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{qu} &= 1,2 \, qd + 1,6 \, ql \\ &= 1,2 \times 640,408 + 1,6 \times 192 = \mathbf{1075,69 \, kg/m} \end{aligned}$$

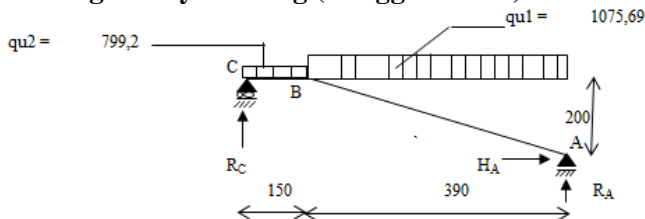
• Pelat Bordes

- Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Pelat bordes} &= 0,14 \times 2400 = 336 \quad \text{kg/m} \\ \text{Tegel} &= 24 = 24 \quad \text{kg/m} \\ \text{Spesi} &= 21 = 21 \quad \text{kg/m} \\ \text{Sandaran} &= 50 = 50 \quad \text{kg/m} + \\ &\quad \mathbf{qd = 410 \quad kg/m} \\ \text{- Beban Hidup} &\quad \mathbf{ql = 192 \quad kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{qu} &= 1,2 \, qd + 1,6 \, ql \\ &= 1,2 \times 410 + 1,6 \times 192 = \mathbf{799,2 \, kg/m} \end{aligned}$$

⇒ Perhitungan Gaya Datang (Tangga Bawah)



Gambar 6.15 Beban Pada Tangga

Reaksi Perletakan

$$q_{u1} = 1075,69 \text{ kg/m}$$

$$q_{u2} = 799,2 \text{ kg/m}$$

$$\diamond \Sigma H = 0 \Rightarrow H_A = 0$$

$$\diamond \Sigma M_a = 0$$

$$R_c (5,4) - q_2 (1,5) (4,65) - q_1 (3,9) (1,95) = 0$$

$$R_c = \frac{799,2 \times 1,5 \times 4,65 + 1075,69 \times 3,9 \times 1,95}{5,4}$$

$$R_c = 2547,23 \text{ kg}$$

$$\diamond \Sigma V = 0 \quad R_a = q_1(3,9) + q_2(1,5) - R_c$$

$$q_1 (3,9) - q_2 (1,5) - R_c - R_a = 0$$

$$R_a = 1075,69(3,9) + 799,2(1,5) - 2547,23$$

$$R_a = 2846,76 \text{ kg}$$

Gaya Dalam

$$\diamond \text{B} - \text{C}$$

$$\text{Bidang N} \rightarrow N_{bc} = 0$$

$$\text{Bidang D} \rightarrow D_c = R_c = 2547,23 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow D_{b_{\text{kanan}}} &= R_c - q_2 (1,5) \\ &= 1348,43 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Bidang M} \rightarrow M_c = 0$$

$$M_{\text{max}} \rightarrow D_{x_1} = 0$$

$$M_{\text{max}} = M_{b_{\text{kanan}}} = R_c (1,5) - 0,5 q_2 (1,5)^2$$

$$M_{b_{\text{kanan}}} = 2921,75 \text{ kg}$$

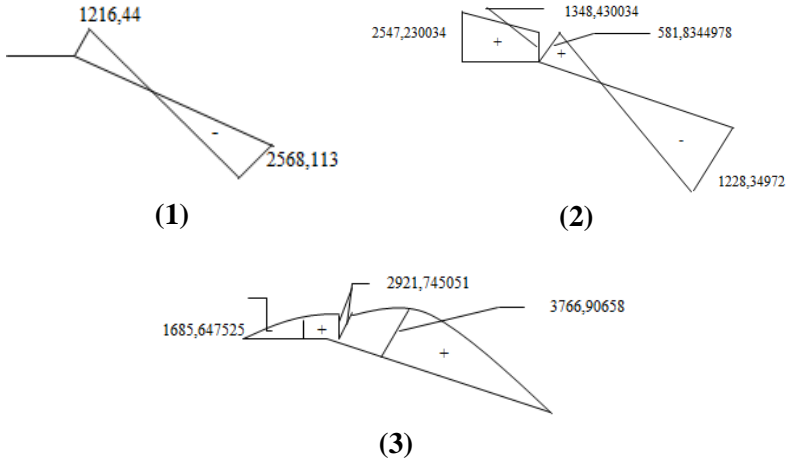
$$\diamond \text{A} - \text{B}$$

$$\begin{aligned} \text{Bidang N} \rightarrow N_a &= -R_a \sin \alpha + H_a \cos \alpha \\ &= -2846,76 \sin 27,51^\circ + 0 \\ &= -2568,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow N_b &= N_a + (q_{u1} \sin \alpha \cdot L_{ab}) \\ &= -2568,1 + (1075,69 \sin 27,51^\circ (3,9)) \\ &= 1216,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bidang D} \rightarrow D_a &= R_a \cos \alpha + H_a \sin \alpha \\ &= 2846,76 \cos 27,51^\circ - 0 \\ &= 1228,35 \text{ kg} \end{aligned}$$

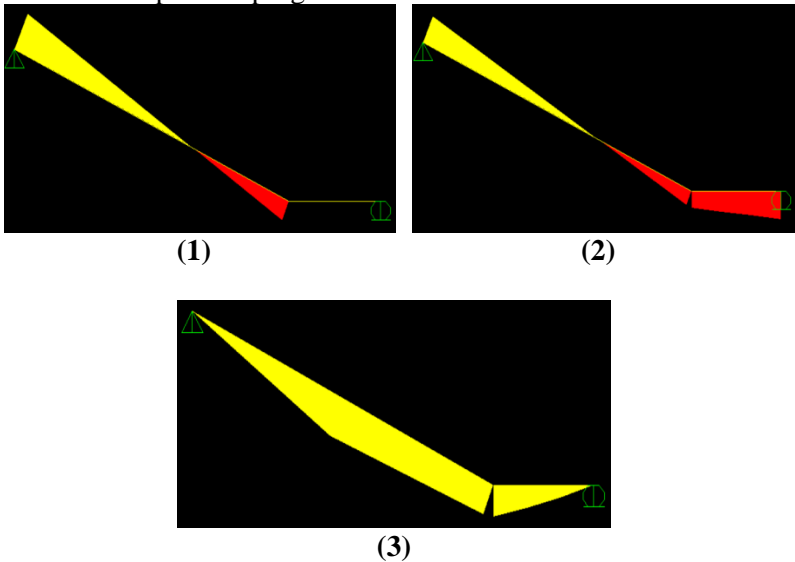
$$\begin{aligned}
 \rightarrow Db_{\text{kiri}} &= Da - (qul \cos \alpha \cdot L_{ab}) \\
 &= 1228,35 - (1075,69 \cos 27,51^\circ)(4,8) \\
 &= 581,83 \text{ kg} \\
 \text{Bidang M} \rightarrow Ma &= 0 \\
 M_{\text{max}} \rightarrow Dx &= 0 \\
 Ra - q \cdot X_1 &= 0 \\
 X_1 &= \frac{2846,76}{1075,69} = 2,646 \text{ m} \\
 M_{\text{max}} &= 2846,76 \times 2,646 - 0,5 \times 1075,69 \times 2,646^2 \\
 &= 3766,91 \text{ kgm} \\
 Mb_{\text{kiri}} &= 2921,75 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.16 Gambar Gaya Dalam
 (1) Bidang N (kg) (2) Bidang D (kg) (3) Bidang M (kgm)

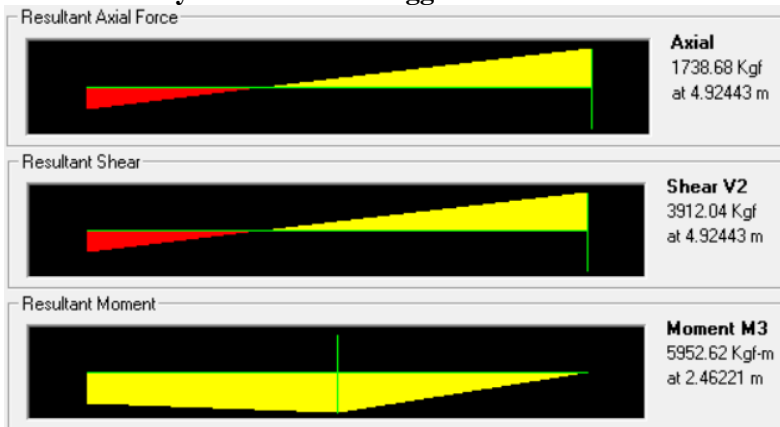
⇒ **Perhitungan Gaya Datang (Tangga Atas)**

Data didapat dari program bantu SAP14



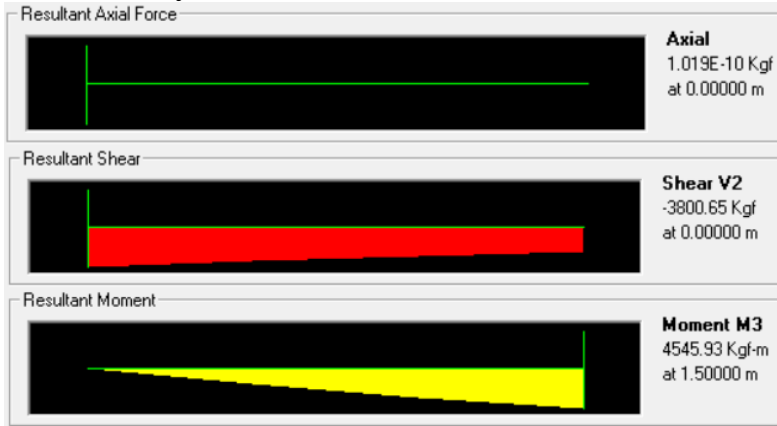
Gambar 6.17 Gambar Gaya Dalam
(1) Bidang N (kg) (2) Bidang D (kg) (3) Bidang M (kgm)

• **Gaya Pada Pelat Tangga**



Gambar 6.18 Gaya Dalam Pelat Tangga Atas

- **Gaya Pada Pelat Bordes**



Gambar 6.19 Gaya Dalam Pelat Bordes

⇒ **Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes**

- **Pelat Tangga**

- $f_c = 30 \text{ Mpa}$
- $f_y = 240 \text{ Mpa}$
- $\beta_1 = 0,836$ (untuk $f_c = 30 \text{ Mpa}$)
- $\rho_{\min} = 0,002$
- $\rho_{\max} = 0,025$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{240}{0.85 \times 30} = 9,41$
- Tebal pelat tangga = 140 mm
- Panjang = 1400 mm
- Direncanakan tulangan = D 13 mm ($A_s = 132,7 \text{ mm}^2$)
- Tebal selimut beton (d') = 20 mm
- $d_x = 140 - 20 - (0,5 \times 13) = 113,5 \text{ mm}$
- $M_u = 3766,9 \text{ kg.m} = 37669065,8 \text{ N.mm}$
- $V_u = 1228,35 \text{ kg}$
- $N_u = 2568,11 \text{ kg}$

Perhitungan Penulangan :

- **Penulangan Longitudinal** (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{376690,66}{0,9 \times 100 \times 11,35^2} = 32,49 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 32,49}{420}} \right) = 0,01453 < \rho_{min}$$

$$\rho_{pakai} = 0,01453$$

$$As = \rho \times b \times d = 0,01453 \times 1000 \times 113,5 = 1649,29 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{1649,29}{132,7} = 12$$

Jarak tulangan :

$$S = 1000/12 = 83,33 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

$$As_{pakai} = 1725,52 \text{ mm}^2$$

∴ **Digunakan tulangan lentur D13 – 80**

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.2)

Komponen struktur dibebani tekan aksial.

$$Vc = 0,17x \left(1 + \frac{Nu}{Agx14} \right) x \sqrt{fc} x bw x d$$

$$Vc = 0,17x \left(1 + \frac{25681,13}{1400x210x14} \right) x \sqrt{30} x 1500 x 114$$

$$= 159513,69 \text{ N}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{12283,5}{0,9} = 13648,33 \text{ N}$$

$Vc > Vn \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2013, Pasal 7.12.2.1)

Tulangan susut menggunakan $\rho_{min} = 0,002$

$$As = \rho \times b \times d = 0,002 \times 1000 \times 113,5 = 227 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{227}{132,7} = 1,7 \approx 2$$

Jarak tulangan :

$$S = 1000/2 = 500 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm (digunakan } S_{\max})$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = 265,46 \text{ mm}^2$$

∴ Digunakan tulangan lentur D13 – 400

• **Bordes**

- $f_c = 30 \text{ Mpa}$
- $f_y = 240 \text{ Mpa}$
- $\beta_1 = 0,836$ (untuk $f_c = 30 \text{ Mpa}$)
- $\rho_{\min} = 0,002$
- $\rho_{\max} = 0,025$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$
- Tebal pelat tangga = 140 mm
- Panjang = 1400 mm
- Direncanakan tulangan = D 13 mm ($A_s = 132,7 \text{ mm}^2$)
- Tebal selimut beton (d') = 20 mm
- $d_x = 140 - 20 - (0,5 \times 13) = 113,5 \text{ mm}$
- $M_u = 899,1 \text{ kg.m}$
- $V_u = 1198,8 \text{ kg}$
- $N_u = 0 \text{ kg}$

Perhitungan Penulangan :

- **Penulangan Longitudinal** (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{89910}{0,9 \times 100 \times 11,35^2} = 7,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 7,75}{240}} \right) = 0,0033 > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0033 \times 1000 \times 113,5 = 372,5 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{372,5}{132,7} = 2,81 \approx 3$$

Jarak tulangan :

$$S = 1000/3 = 333 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm (digunakan } S_{\max})$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = 265,46 \text{ mm}^2$$

∴ Digunakan tulangan lentur D13 – 300

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.2)

Komponen struktur dibebani lentur saja

$$V_c = 2 \times \sqrt{\frac{f'_c}{6}} \times b \times w \times d$$

$$V_c = 2 \times \sqrt{\frac{30}{6}} \times 1000 \times 113,5 = 207221,7 \text{ N}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{11988}{0,9} = 13320 \text{ N}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2013, Pasal 7.12.2.1)

Tulangan susut menggunakan $\rho_{\min} = 0,002$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,002 \times 1000 \times 113,5 = 227 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{227}{132,7} = 1,8 \approx 2$$

Jarak tulangan :

$$S = 1000/2 = 500 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm (digunakan } S_{\max})$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = 265,46 \text{ mm}^2$$

∴ Digunakan tulangan lentur D13 – 400

Perhitungan Balok Bordes

Perencanaan dimensi balok bordes

$$h = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 300 = 18,75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 18,75 = 12,5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 20/30

Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= 3 \times 250 &= \underline{750 \text{ kg/m}} + \\ q_d &= 894 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_d \text{ ultimate} &= 1,2 \times q_d = 1,2 \times 894 = 1072,8 \text{ kg/m} \\ \text{beban pelat bordes} &= \underline{4941,97 \text{ kg/m}} + \\ q_u &= 6014,77 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan} &= \frac{1}{24} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{24} \times 6014,77 \times 3^2 \\ &= 2255,54 \text{ kgm} = 22555398 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{12} \times 6014,77 \times 3^2 \\ &= 4511,08 \text{ kgm} = 45110795 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya geser balok bordes

$$V_u \text{ total} = 0,5 \times q_u \times l = 0,5 \times 6014,77 \times 3 = 9022,16 \text{ kg}$$

Penulangan Lentur Balok Bordes (Utama)

Direncanakan :

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } d = 300 - 40 - 10 - 16/2 = 242 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,8 \geq 0,65$$

$$A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{201,06 \times 240}{0,85 \times 30 \times 200} = 9,46$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,46}{0,836} = 11,32$$

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d}{c} - 1\right) 0,003 = \left(\frac{242}{11,32} - 1\right) 0,003 = 0,0611$$

Sehingga, berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3 didapat $\emptyset = 0,9$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{240} \left(\frac{600}{600 + 240}\right) = 0,063$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,063 = 0,047$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\min} = \frac{1}{4} \times \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{1}{4} \times \frac{\sqrt{30}}{240} = 0,00571$$

ρ min dipilih yang terbesar yaitu 0,00583

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

Penulangan Tumpuan

M tumpuan = 22555398 Nmm

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{22555398}{0,9 \times 200 \times 242^2} = 2,14$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 2,14}{240}} \right)$$

$$= 0,0093 > \rho_{\min}$$

Maka digunakan $\rho = 0,0093$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0093 \times 200 \times 242 = 450,12 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s \text{ D22}}} = \frac{450,12}{380,13} = 1,18 \approx \text{dipakai 2 buah}$$

$$A_s \text{ pasang} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{D_{22}}$$

$$= 2 \times 380,13,106 \text{ mm}^2$$

$$= 760,26,2 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots\dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan tumpuan atas 2D22

$$\text{As' perlu} = 0,5 \times \text{As} = 0,5 \times 450,12 \text{ mm}^2 = 225,06 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan tumpuan bawah 2D22

Penulangan Lapangan

M lapangan = 45110795 Nmm

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{45110795}{0,9 \times 200 \times 242^2} = 4,28$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 4,28}{240}} \right)$$

$$= 0,0197 > \rho_{\min}$$

Maka digunakan $\rho = 0,0197$

$$\text{As}_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0197 \times 200 \times 242 = 953,48 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$n \text{ tulangan} = \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{As D22}} = \frac{953,48}{380,13} = 2,51 \approx \text{dipakai 3 buah}$$

As pasang = jumlah tulangan tiap meter \times A D₂₂

$$= 3 \times 380,13 \text{ mm}^2$$

$$= 1140,39 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots\dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lapangan atas 3D22

$$\text{As' perlu} = 0,5 \times \text{As} = 0,5 \times 953,48 \text{ mm}^2 = 476,74 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lapangan bawah 2D22

Penulangan Geser Balok Bordes

Penulangan Tumpuan

Vu total = 90221,6 N

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 200 \times 242 = 44182,95 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 44182,95 = 33137,21 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 33137,21 = 16568,61 \text{ N}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 17.5 : Bila V_u kurang dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton ϕV_c , maka tidak perlu diberi tulangan geser. Karena $\phi V_c < V_u$ maka diperlukan tulangan geser.

Diameter tulangan geser = 10 mm

$$A_v = 2 \times A_{\phi 10} = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,0 \text{ mm}^2$$

$$V_n = V_u$$

$$\phi(V_s + V_c) = V_u$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{90221,6}{0,75} - 44182,95 \\ &= 76112,52 \text{ N} \end{aligned}$$

Perhitungan jarak sengkang, di mana:

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,08 \times 240 \times 242}{76112,52} = 119,86 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.2 bahwa sengkang harus disediakan di sepanjang sendi plastis pada kedua ujung balok dengan panjang $2h = 2 \times 300 = 600 \text{ mm}$ dengan jarak sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

1. $d/4 = 242/4 = 60,5 \text{ mm}$
2. $8 \times D_{\text{tul longitudinal}} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$
3. $24 \times \phi_{\text{tul sengkang}} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari syarat, maka diambil sengkang di daerah plastis $\phi 10-50 \text{ mm}$. Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.3 bahwa jarak sengkang di luar sendi plastis di sepanjang balok tidak lebih dari:

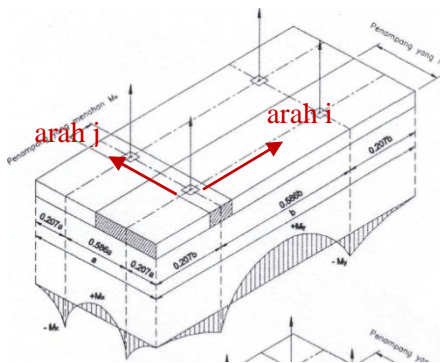
$$s \leq d/2 = 242/2 = 121 \text{ mm}$$

Maka, dipakai sengkang di luar sendi plastis D10-100 mm.

6.3.1.1 Pengangkatan Tangga

⇒ Titik Angkat Tangga Pracetak

Dalam pemasangan tangga pracetak, tangga akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil tangga Lt. 1-2 dengan dimensi 1,4 m x 5,7 m dengan dua titik pengangkatan (*two point pick up*).



Gambar 6.20 Jarak Tulangan Angkat

(*PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992*)

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j. Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 90 cm. Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan.

⇒ Perhitungan Tulangan Angkat Pelat

$$DL = 0,21 \times 1,4 \times 5,7 \times 2400 = 4148,93 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$\text{Beban ultimate} = 1,2 \times 1,4 \times 4148,93 = 6970,2 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{3485,1}{2} = 1830,8 \text{ kg}$$

Sesuai PBBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik ijin baja

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{f_y}{1,5} = \frac{4200}{1,5} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 1830,8}{\pi \times 2800}} = 1,25 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arctg \frac{0,9}{0,9} = 45^\circ$$

$$Tu' = Tu \times \cos \alpha = 3485,1 \times \cos 45^\circ = 1830,8 \text{ kg}$$

$$\alpha_i = \arctg \frac{0,9}{0,9} = 45^\circ \quad \alpha_j = \arctg \frac{0,9}{1,9} = 17,23^\circ$$

Faktor gaya horizontal :

$$Ti = 1830,8 \times \cos \alpha_i = 1830,8 \times \cos 45^\circ = 1294,57 \text{ kg}$$

$$Tj = 1830,8 \times \cos \alpha_j = 1830,8 \times \cos 17,23^\circ = 360,43 \text{ kg}$$

Ambil terbesar $\rightarrow P = 1294,57 \text{ kg}$

Maka diameter tulangan angkat arah i dan arah j =

$$\begin{aligned} \phi_{\text{tulangamangkat}} &\geq \sqrt{\frac{4 \times 1294,7}{\pi \times 2800}} \\ &\geq 0,76 \text{ cm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan angkat Ø8 mm

\Rightarrow **Kontrol Tulangan Angkat**

$$f_{\text{pelat}} < f_{cr}$$

fcr untuk beton 3 hari adalah

$$f_r = \frac{0,7 \times \sqrt{f_c'}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{30}}{1,5} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$y_c = 0,5 \times 0,21 = 0,105 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992* momen maksimum

diperhitungkan. Berdasarkan gambar diatas, arah i sama dengan arah y dan arah j sama dengan arah x.

$$w = (t_{\text{pelat}} \times 2400 \text{ kg/m}^3) + \left(\frac{200}{a \times b} \right)$$

$$w = (0,21 \times 2400 \text{ kg/m}^3) + \left(\frac{200}{1,2 \times 3} \right) = 552,3 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} + M_x &= - M_x = M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b \\ &= 0,0107 \times 552,3 \times 1,4^2 \times 5,7 \\ &= 68,11 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} + M_y &= - M_y = M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2 \\ &= 0,0107 \times 552,3 \times 1,4 \times 5,7^2 \\ &= 286,05 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$P = \left(\frac{6970,2}{4} \right) = 1742,55 \text{ kg}$$

- My ditahan oleh penampang selebar $a/2 = 140/2 = 70 \text{ cm}$

$$M_y = \left(\frac{p \times yc}{tg 45} \right) = \left(\frac{1742,55 \times 0,105}{tg 45} \right) = 182,97 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tot}} = 286,05 + 182,97 = 469,02 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 70 \times 21^2 = 5145 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} f_t = f_b &= \frac{M_{\text{tot}}}{Z} = \frac{469,02 \times 10^4}{5145 \times 10^3} \\ &= 0,91 \text{ Mpa} < f_r = 2,55 \text{ Mpa} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

- Mx ditahan oleh penampang selebar $15t = 315 \text{ cm}$ atau $b/2 = 285 \text{ cm}$ (diambil yang terkecil = 285 cm)

$$M_x = \left(\frac{p \times yc}{tg 45} \right) = \left(\frac{1742,55 \times 0,105}{tg 45} \right) = 182,97 \text{ kgm}$$

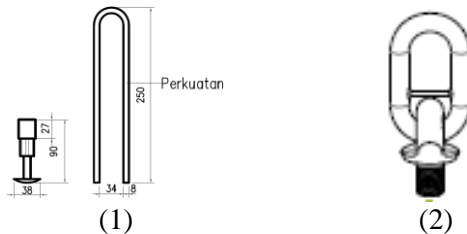
$$M_{\text{tot}} = 68,11 + 182,97 = 251,07 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 285 \times 21^2 = 9310 \text{ cm}^3$$

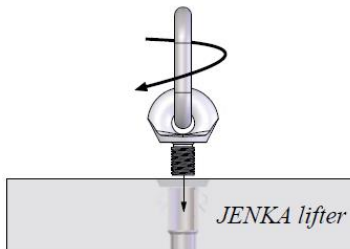
$$\begin{aligned}
 f_t = f_b &= \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{251,07 \times 10^4}{9310 \times 10^3} \\
 &= 0,3 \text{ Mpa} < f_r = 2,55 \text{ Mpa} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

⇒ Pemilihan Profil Tulangan Angkat

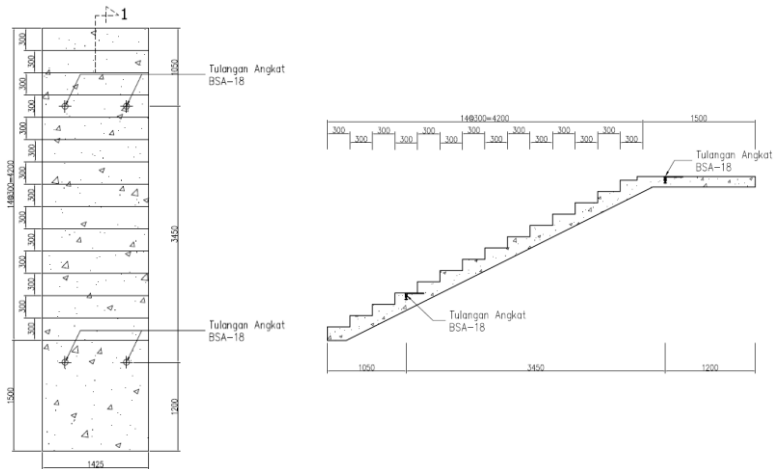
Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert* dengan kait *JL*. Di satu titik angkat profil ini dapat mengangkat beban sebesar 16 kN dengan sudut 0° - 90° .



Gambar 6.21 (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



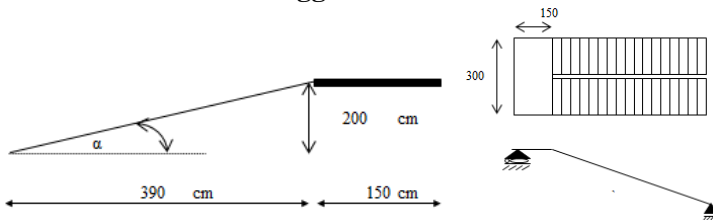
Gambar 6.22 *JENKA Lifter*



Gambar 6.23 Titik Angkat Tangga Pracetak

6.3.2 Tangga Lantai 3-15

⇒ Data Perencanaan Tangga



Gambar 6.24 Desain Tangga

- Tinggi Lantai : 350 cm
- Tinggi Tanjakan (t) : 15 cm
- Lebar Injakan (i) : 30 cm
- Lebar Tangga : 140 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 14 cm
- Tebal pelat bordes : 14 cm
- Jumlah injakan (n_T) : $\frac{175}{15} : 12$ buah
- Jumlah tanjakan (n_i) : $12-1= 11$ buah
- Jumlah tanjakan ke bordes : 11 buah

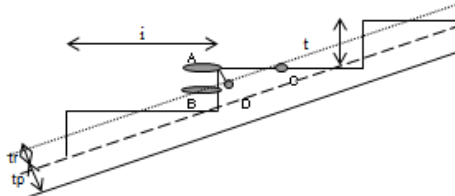
- Jumlah tanjakan bordes ke lantai 2 : 11 buah
- Elevasi bordes : 175 cm
- Lebar bordes : 150 cm
- Panjang bordes : 300 cm
- Panjang horisontal plat tangga : $11 \times 30 = 330$ cm
- Kemiringan tangga (α) : $\text{arc tan } \alpha = \frac{175}{390} \rightarrow \alpha = 27,94^\circ$
- Tebal plat rata-rata : tebal plat tangga + tr

Cek syarat :

3. $60 \leq (2t+i) \leq 65$
 $2t + i = 2(15)+30 = 60$ (OK)
4. $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $\alpha = 27,94^\circ$ (OK)

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat anak tangga rata-rata} &= (i/2) \sin \alpha \\ &= (30/2) \sin 27,94^\circ \\ &= 7.028 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat rata-rata (tr)} &= tp + tr_{\text{anak tangga}} \\ &= 14 + 7,028 \\ &= 21,03 = 22 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 6.25 Ketebalan Tangga

Penentuan penulangan struktur pelat tangga dan bordes sebagai berikut:

- **Pelat Tangga**
 - **Penulangan Longitudinal** (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

∴ **Digunakan tulangan lentur D13 – 80**

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.2)

$V_c > V_n \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2013, Pasal 7.12.2.1)

∴ **Digunakan tulangan lentur D13 – 400**

- **Bordes**

- **Penulangan Longitudinal** (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

∴ **Digunakan tulangan lentur D13 – 300**

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.2)

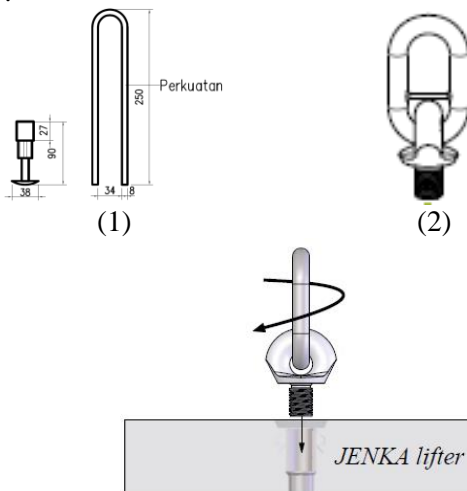
$V_c > V_n \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2013, Pasal 7.12.2.1)

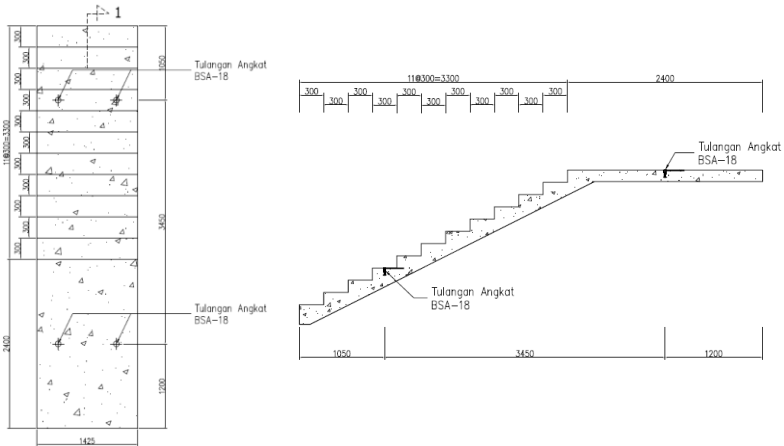
∴ **Digunakan tulangan lentur D13 – 400**

⇒ **Pemilihan Profil Tulangan Angkat**

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert* dengan kait *JL*. Di satu titik angkat profil ini dapat mengangkat beban sebesar 16 kN dengan sudut 0° - 90° .



Gambar 6.26 (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL
JENKA Lifter



Gambar 6.27 Titik Angkat Tangga Pracetak

6.4 Perencanaan Balok Lift

6.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd dengan data-data spesifikasi sebagai berikut:

Tipe Lift : C300 Passenger Elevator

Kapasitas : 1000 Kg

Kecepatan : 1.75 m/s

Motor : 18.5 KW

Lebar pintu (*opening width*) : 800 mm

Dimensi sangkar (*car size*)

- *Car wide* (CW) = 1600 mm

- *Car depth* (CD) = 1400 mm

Dimensi ruang luncur (*hoistway size*) Duplex

- *Hoistway width* (HW) = 2100 mm

- *Hoistway depth* (HD) = 2000 mm

Beban reaksi ruang mesin

- R_1 = 5800 kg
- R_2 = 4600 kg

Penjelasan mengenai spesifikasi lift yang dipakai disajikan dalam Tabel 6.2:

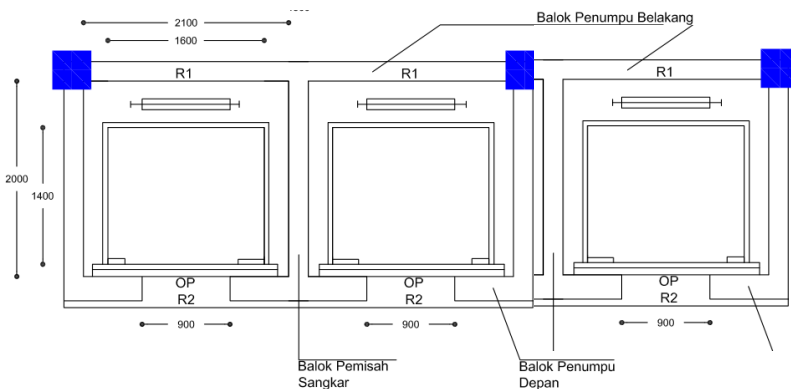
Tabel 6.2 Spesifikasi C300 Passenger Elevator

Sumber : Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd.

C300 Passenger Elevator Technical Specification (For wide car)

Type	Capacity kg	Speed m/s	Motor kW	Car size mm			Hoistway size mm				Max.stops	Max. rises m	Reaction force kN			
				CW	CD	CP	HW	HD	PD	OH			R1	R2	R3	R4
P0630W10S-CO	630	1.00	7.5	1400	1100	800	1850	1700	1300	4400	14	40	74	60	46	33
P0630W15S-CO		1.50	11								20	60				
P0630W17S-CO		1.75	15								24	75				
P0800W10S-CO	800	1.00	11	1400	1350	800	1850	1950	1300	4400	14	40	82	66	52	38
P0800W15S-CO		1.50	15								20	60				
P0800W17S-CO		1.75	15								24	75				
P1000W10S-CO	1000	1.00	11	1600	1400	900	2100	2000	1300	4400	14	40	101	81	58	46
P1000W15S-CO		1.50	18.5								20	60				
P1000W17S-CO		1.75	18.5								24	75				

Notice: Above dimension is only for conference, if you need trim size, Please contact us.



Gambar 6.28 Denah Ruang Lift

6.4.2 Perencanaan Dimensi Balok Lift

a. Balok Penumpu Depan dan Belakang

Panjang balok penumpu = 600 cm

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 600 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 50 \times \left(4 + \frac{fy}{700}\right) = 47,86 \text{ cm digunakan } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 47,86 = 31,9 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok penumpang 40/60 cm.

b. Balok Penggantungan Lift

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 300 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 25 \times \left(4 + \frac{fy}{700}\right) = 23,93 \text{ cm digunakan } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 23,93 = 15,95 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok penggantung 30/40 cm

6.4.3 Pembebanan Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpang
Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.
2. Koefisien kejutan beban hidup oleh keran
Pasal 3.3(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejutan yang ditentukan dengan rumus berikut:

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana:

Ψ = koefisien kejutan yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3.

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah:

$$P = \sum R \times \psi = (5800 + 4600) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ = 18512 \text{ kg}$$

6.4.4 Balok Penggantung Lift 30/40

a. Pembebanan

Beban mati lantai:

$$\text{Berat pelat} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal (t=2cm)} = 0,02 \times 1400 = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting + Plumbing} = \underline{30 \text{ kg/m}^2} + \\ = 346 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 346 \times 2,3 \text{ m} = 795,8 \text{ kg/m}$$

Akibat balok penggantung :

$$= 0,3 \times 0,4 \times 2400 = \underline{288 \text{ kg/m} +}$$

$$Q_d = 1083,8 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_1) :

$$Q_l = 100 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_L$$

$$= 1,2 \times 1083,8 + 1,6 \times 100 = 1460,56 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat lift $P = 18512 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} p = \frac{1}{2} \times 1460,56 \times 4 + \frac{1}{2} \times 18512$$

$$= 12177,12 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} pL = \frac{1}{8} \times 1460,56 \times 4^2 + \frac{1}{4} \times 18512 \times 4$$

$$= 21433,12 \text{ kgm}$$

Data Perencanaan :

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Tulangan utama} = D16 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \emptyset 10 \text{ mm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 25 = 334,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 30}{390} \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,037$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \quad \rho_b = 0,75 \times 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0036$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{240} = 0,00379$$

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,00379

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 13,11$$

b. Perhitungan Tulangan Lentur

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d} = \frac{214331200}{0,9 \times 300 \times 334,5} = 7.09$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,11 \times 7,09}{240}} \right) = 0,037$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,021 > \rho_{\text{min}} = 0,00379$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,021 \times 300 \times 334,5 = 2107,35 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_s \text{ D16}} \\ &= \frac{2107,35}{380,1} = 5 \approx \text{dipakai 5 buah} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 5 D16 (3926,99 mm²)

c. Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 12177,12 \text{ kg} = 121771,2 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 334,5 \\ &= 98946,4 \text{ N} \\ \phi V_c &= 0,75 \times 98946,4 \\ &= 74209,8 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013: Bila V_u lebih dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton $\square V_c$, maka diperlukan tulangan geser.

$$V_{s \text{ perlu}} = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

$$V_{s \text{ perlu}} = (121771,2 - 74209,8) / 0,75 = 63415 \text{ N}$$

Diameter tulangan geser = 10 mm

$$A_v = \frac{V_s \times S}{f_y \times d} = \frac{63415 \times 1000}{390 \times 339} = 479,65 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{75 \times \sqrt{f'c} \times b \times S}{1200 \times f_y} = \frac{75 \times \sqrt{30} \times 300 \times 1000}{1200 \times 240} = 284,427 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{b \times S}{3 \times f_y} = \frac{300 \times 1000}{3 \times 240} = 256,41 \text{ N}$$

Diambil nilai A_v terbesar, $A_v = 479,65 \text{ N}$

$$\text{Karena } V_s < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Perhitungan jarak sengkang, di mana:

$$S = \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d_p^2 \times S}{A_v}$$

$$= \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{479,65} = 327 \text{ mm}$$

Syarat $s_{\max} < d/2 = 334,5/2 = 167,25 \text{ mm}$ dan $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

Dipasang tulangan geser Ø10 – 150 mm.

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur 5D16.
- Tulangan geser D10 – 150 mm.

6.4.5 Balok Penumpu Depan dan Belakang Lift 40/60

a. Pembebanan

Beban mati lantai:

$$\text{Berat pelat} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal (t=2cm)} = 0,02 \times 1400 = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Ducting + Plumbing} &= 30 \text{ kg/m}^2 + \\ &= 346 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q = 346 \times 4/2 \text{ m} = 692 \text{ kg/m}$$

$$\text{Akibat balok} = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = \underline{576 \text{ kg/m}} +$$

$$Q_d = 1268 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_1) :

$$Q_1 = 100 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_L$$

$$= 1,2 \times 1268 + 1,6 \times 100$$

$$= 1681,6 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat balok

$$P = \sum R \times \Psi = (10200) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1)$$

$$= 18156 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} p$$

$$= \frac{1}{2} \times 1681 \times 8 + \frac{1}{2} \times 18156$$

$$= 15804 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} pL$$

$$= \frac{1}{8} \times 1681 \times 8^2 + \frac{1}{4} \times 18156 \times 8$$

$$= 49764 \text{ kgm}$$

Data Perencanaan :

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tulangan utama} = D25 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \emptyset 13 \text{ mm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 25 = 534,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,8$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,037\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{390} = 0,00379\end{aligned}$$

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,00379

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,11$$

b. Perhitungan Tulangan Lentur

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d} = \frac{497648000}{0,9 \times 400 \times 534,5} = 6,45$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{13,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,11 \times 6,45}{390}} \right) \\ &= 0,0189\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0189 > \rho_{\min} = 0,00379$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0189 \times 400 \times 534 = 3027,16 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \phi 25}} = \frac{3027,16}{490,87} = 6 \text{ buah}$$

Maka dipasang tulangan 6 D25 ($3135,5 \text{ mm}^2$)

c. Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 15804,4 \text{ kg} = 158044 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 400 \times 534 = 210810 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 210810 = 158107 \text{ N}$$

Menurut SNI 2847:2013: Bila V_u lebih dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton ϕV_c , maka diperlukan tulangan geser.

$$V_{s \text{ perlu}} = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

$$V_{s \text{ perlu}} = (174988,42 - 158107) / 0,75 = 22414,8 \text{ N}$$

Diameter tulangan geser = 13 mm

$$A_v = \frac{V_{s \text{ perlu}}}{f_y \times d} = \frac{22414,8 \times 1000}{390 \times 339} = 1104,66 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \frac{75 \times \sqrt{f'c} \times b \times s}{1200 \times f_y} = \frac{75 \times \sqrt{30} \times 300 \times 1000}{1200 \times 240} = 284,427 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \frac{b \times s}{3 \times f_y} = \frac{300 \times 1000}{3 \times 240} = 256,41 \text{ mm}^2$$

Diambil nilai A_v terbesar, $A_v = 1104,66 \text{ mm}^2$

$$\text{Karena } V_s < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Perhitungan jarak sengkang, di mana:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times dp^2 \times S}{Av} \\
 &= \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{1104,66} = 240 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } S_{\max} < d/2 = \frac{334,5}{2} = 167 \text{ mm dan } S_{\max} < 600 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan geser Ø10 – 150 mm

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur 6D25
- Tulangan geser D13 – 150 mm

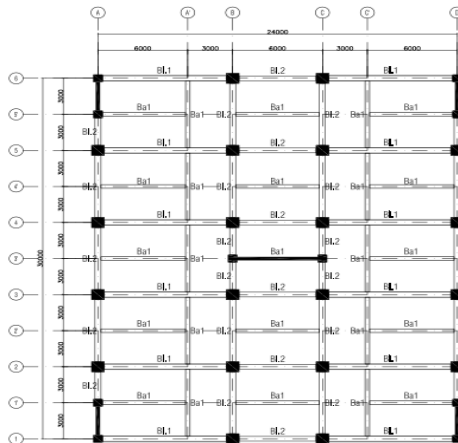
“Halaman ini sengaja dikosongka

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

7.1 Umum

Struktur utama atau struktur primer adalah suatu komponen yang kekakuannya mempengaruhi perilaku dari suatu gedung. Struktur utama menahan semua kombinasi beban yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa gempa dan angin. Komponen balok induk, kolom dan dinding struktur geser (*shear wall*) merupakan komponen struktur primer. Berikut adalah perhitungan dalam perencanaan kebutuhan tulangan struktur primer tersebut.



Gambar 7.1 Denah Pembalokan

7.2 Perencanaan Balok Induk Pracetak

Perencanaan balok induk dalam struktur Gedung Mercantile Tower ini menggunakan 2 dimensi balok induk yaitu :

- Balok Induk 1 (BL.1) dimensi 45/70 cm (bentang 9 meter)
- Balok Induk 2 (BL.2) dimensi 40/60 cm (bentang 6 meter)

Penulangan balok induk dihitung dalam 2 kondisi yaitu kondisi sebelum komposit dan setelah komposit. Dari kedua kondisi tersebut diambil perhitungan penulangan dengan jumlah

kebutuhan terbesar (kritis) yang akan digunakan untuk kebutuhan penulangan balok induk.

7.2.1 Perencanaan Balok Induk 1 (BI.1)

7.2.1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 240 MPa
- Dimensi balok = 45/70 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 29 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm

7.2.1.2 Penulangan Lentur BI.1

⇒ Penulangan Lentur Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep menggunakan konsep tributari area. Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

Beban Pada Balok Anak

$$L_x = 265 \text{ mm} = 2,65 \text{ m}$$

$$L_y = 5625 \text{ mm} = 5,625 \text{ m}$$

- Beban Mati

$$q_{\text{sendiri pelat}} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{sendiri balok anak}} = 0,30 \times 0,31 \times 2400 = 223,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{ek balok anak}} &= \frac{1}{2} \times q_{\text{pelat}} \times l_x \\ &= \frac{1}{2} \times 336 \times 2,65 \\ &= 445,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban mati balok anak} = 223,2 + 445,2 = 668,4 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 q_{\text{ek pelat}} &= \frac{1}{2} \times q \times l_x \\
 &= \frac{1}{2} \times 192 \times 2,65 \\
 &= \\
 &= 254,4 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Kombinasi Beban

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 D + 1,6 L \\
 &= 1,2 \times 668,4 + 1,6 \times 254,4 = 1209,12 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 1209,12 \text{ kg/m} \times 6 \text{ m} = 7254,72 \text{ kg}$$

Beban Pada Balok Induk

Beban yang bekerja pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan beban ekuivalen pelat. Kemudian dari beban tersebut ditambahkan P_u dari total pembebanan dari struktur sekunder balok anak dan pelat.

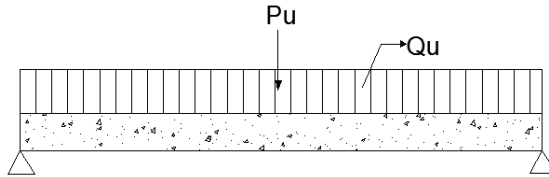
$$L_x = 265 \text{ mm} = 2,65 \text{ mm}$$

$$L_y = 5625 \text{ mm} = 5,625 \text{ mm}$$

- Beban Mati

$$\begin{aligned}
 q_{\text{sendiri}} &= 0,45 \times 0,56 \times 2400 &= 604,8 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban mati balok induk} &= 1,2 D \\
 &= 1,2 \times (604,8 + 890,4) \\
 &= 2150,4 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Dari data perhitungan di atas didapatkan pembebanan balok induk sebelum komposit sebagai berikut



Gambar 7.2 Pembebanan BI.1 Sebelum Komposit

Momen yang terjadi sebelum komposit adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Mu &= \left(\frac{1}{8} \times Qu \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times Pu \times L \right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 2150,4 \times 9^2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 7254,72 \times 9 \right) \\ &= 315588,96 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Jadi, momen (M_u) yang akan dipakai dalam perhitungan tulangan lentur balok induk sebelum komposit adalah 485655,87 kgm.

Perhitungan Tulangan Lentur

- Data Perencanaan
 - Mutu beton (f_c') = 30 MPa
 - Mutu baja (f_y) = 240 MPa
 - Dimensi balok = 45/56 cm
 - Diameter tulangan utama = 29 mm
 - Diameter tulangan sengkang = 13 mm

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 560 - 50 - 13 - \frac{1}{2} (29) = 482,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,5 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,5 \times \sqrt{30}}{240} = 0,00571$$

Digunakan ρ_{\min} terbesar antara 2 perhitungan ρ_{\min} di atas,
 $\rho_{\min} = 0,00583$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013, pasal 21.5.2.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

• Tulangan Tumpuan

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

Digunakan ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00583 \times 450 \times 484,5 = 1266,56 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\phi 29}} \\ &= \frac{1266,56}{660,52} = 1,92 \text{ (dipakai 3 buah)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s\text{pasang}} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{29}} \\ &= 3 \times 660,52 \text{ mm}^2 \\ &= 1981,56 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

**∴ Maka digunakan tulangan lentur 3D29
(menyesuaikan penulangan sesudah komposit)**

• Tulangan Lapangan

$$M_{\text{lapangan}} = 31558896 \text{ Nmm} = 31,55 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{31,55 \times 10^6}{0,9 \times 450 \times 482,5^2} = 0,33 \frac{N}{\text{mm}}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,33}{240}} \right) = 0,0014 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0014 < \rho_{\min} = 0,00583$ dipakai ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00583 \times 450 \times 482,5 = 1265,84 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{ tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 29}}$$

$$= \frac{1265,84}{660,52} = 1,92 \text{ (dipakai 3 buah)}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{29}}$$

$$= 3 \times 660,52 \text{ mm}^2$$

$$= 1981,56 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots \text{OK}$$

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1981,56}{450 \times 482,5} = 0,0091 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{1981,56 \times 240}{0,85 \times 450 \times 30} = 41,44 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41,44}{0,836} = 49,592 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{482,5-49,592}{49,592} \times 0,003 = 0,026 > 0,005$$

∴ **Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"**

$$M_n = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,75 \times 1981,56 \times 240 \left(482,5 - \frac{41,44}{2} \right) = 1647072421 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_{\text{lapangan}} = 48565586,88 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

∴ **Maka digunakan tulangan lentur 3D29**
(menyesuaikan penulangan sesudah komposit)

⇒ Penulangan Lentur Sesudah Komposit

- Data Perencanaan
 - Mutu beton (f_c') = 30 MPa
 - Mutu baja (f_y) = 240 MPa
 - Dimensi balok = 45/70 cm
 - Diameter tulangan utama = 29 mm
 - Diameter tulangan sengkang = 13 mm

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 700 - 50 - 13 - \frac{1}{2} (29) = 622,5 \text{ mm}$$

$$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 29) = 77,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,5 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,5 \times \sqrt{30}}{240} = 0,00571$$

Digunakan ρ_{\min} terbesar antara 2 perhitungan ρ_{\min} di atas,

$$\rho_{\min} = 0,00583$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013, pasal 21.5.2.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

• Balok T

↗ Lebar efektif balok T beam

$$be_1 = \frac{1}{4} \times Lb = \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ cm}$$

$$be_2 = 8 \times tp = 8 \times 14 = 112 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times b = \frac{1}{2} \times 450 = 225 \text{ cm}$$

↗ Kontrol Balok T beam

$$Be = 1120 \text{ mm}$$

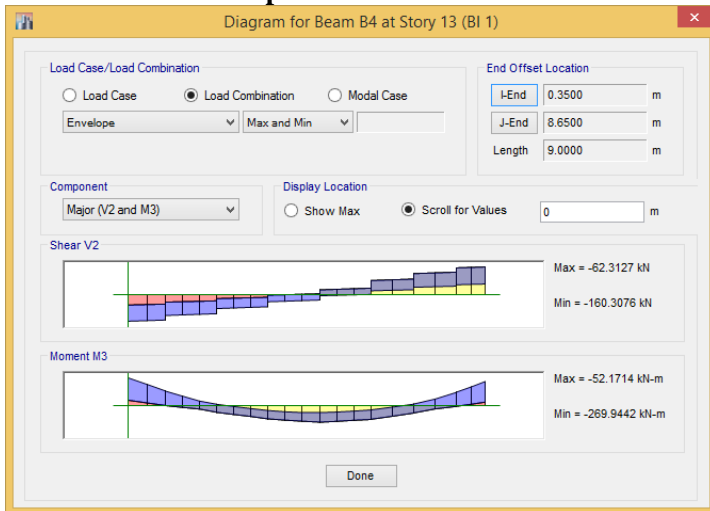
$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{1321,05 \times 240}{0,85 \times 1120 \times 30} = 11,101 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11,101}{0,836} = 13,27 \text{ mm}$$

$$c = 13,27 \text{ mm} < tf = 140 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

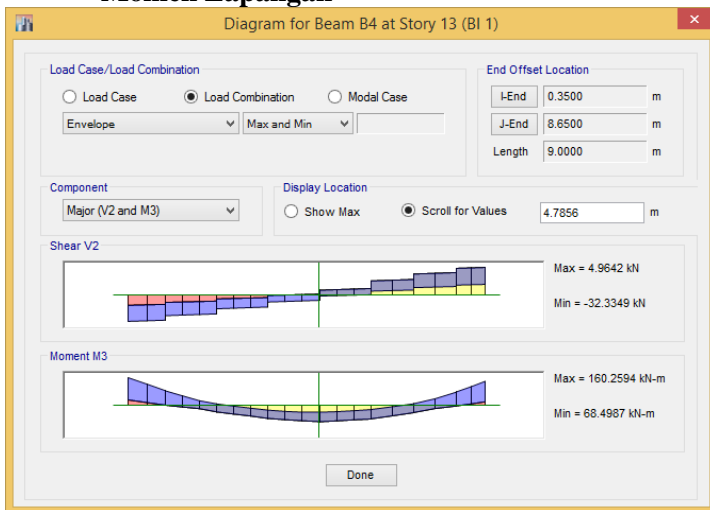
Momen yang terjadi sesudah komposit (ETABS)

• Momen Tumpuan



Gambar 7.3 Momen Tumpuan pada ETABS

• Momen Lapangan



Gambar 7.4 Momen Lapangan pada ETABS

Momen tumpuan

atas = -269,94 KNm

bawah = -52,17 KNm

Momen lapangan

atas = 68,49 KNm

bawah = 160,26 KNm

❖ **Tulangan tumpuan atas :**

$$M_{\text{tumpuan}} = 269,94 \text{ KNm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D29

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$dx = 622,5 \text{ mm}$$

$$Mu = 269,94 \text{ KNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{269,94 \times 10^6}{0,9 \times 450 \times 622,5^2} = 1,72 \frac{N}{mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= 9,41 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 1,72}{240}} \right) = 0,0074$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0074 > \rho_{\text{min}} = 0,00583$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0074 \times 450 \times 622,5 = 2080,32 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{ tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\phi 29}}$$

$$= \frac{2080,32}{660,52} = 3,15 \approx 4 \text{ buah}$$

$$As_{\text{pasang}} = \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{29}}$$

$$= 4 \times 660,52 \text{ mm}^2$$

$$= 2642,08 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} \dots \text{OK}$$

∴ **Maka digunakan tulangan lentur 4D29**

❖ **Perhitungan syarat tulangan tekan:**

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari $1/3$ tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

$$\begin{aligned} - n_{\text{bawah}} &\geq \frac{1}{3} n_{\text{atas}} \\ n_{\text{bawah}} &\geq \frac{1}{3} \times 4 \\ - n_{\text{bawah}} &\geq 2 \end{aligned}$$

ambil jumlah tulangan bawah = 3 buah, syarat ≥ 2 buah. Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **3D29 (As' = 1981,56 mm²)**

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{2642,079}{450 \times 622,5} = 0,00943 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{2642,079 \times 240}{0,85 \times 450 \times 30} = 55,26 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{55,26}{0,836} = 66,12 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{622,5-55,26}{55,26} \times 0,003 = 0,025 > 0,005$$

∴ **Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"**

$$\begin{aligned} Mn &= \phi \times As \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 2642,079 \times 240 \left(622,5 - \frac{55,26}{2} \right) = 282905077 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn > M_{\text{lapangan}} = 269944200 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

Kontrol Tulangan Rangkap :

$$\rho = 0,00943$$

$$\rho' = \frac{As}{b \times d} = \frac{1981,56}{450 \times 622,5} = 0,0071 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,0023 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,84 \times 77,5}{240 \times 622,5} \times \frac{600}{600 - 240}$$

$$0,0023 \leq 0,00185 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,84 \times 30}{0,0023 \times 240} \times \frac{77,5}{622,5} \right| \leq 240$$

$$f'_s = 595,17 \geq 240 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil $f'_s = 240 \text{ MPa}$ (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{2642,079 \times 240 - 1981,56 \times 240}{0,85 \times 450 \times 30} = 13,81 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d') \\ &= (2642,079 \times 240 - 1981,56 \times 240) \times \left(622,5 - \frac{13,81}{2} \right) + 1981,56 \times 240 \times 545 \\ &= 555232983,6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,9 \times 555232983,6 = 499709685,2 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_{\text{lapangan}} = 269944200 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

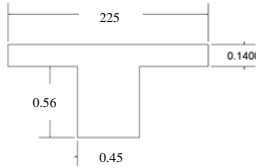
❖ Tulangan lentur lapangan :

Sebelum kita lakukan analisa desain perencanaan untuk tulangan lapangan perlu dilakukan cek apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan dengan perumusan sebagai berikut :

Tulangan lapangan bawah

$$be_1 = \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 be_2 &= b_w + 16t = 45 + (16 \times 14) = 269 \text{ cm} \\
 be_3 &= \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (900 - 45) = 427,5 \text{ cm} \\
 b &= be_1 = 225 \text{ cm} \\
 dx &= 622,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 7.5 Potongan Balok T BI.1

Direncanakan menggunakan tulangan D29

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$dx = 622,5 \text{ mm}$$

$$Mu = 160,26 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{160,26 \times 10^6}{0,9 \times 450 \times 622,5^2} = 1,02 \frac{N}{mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 1,02}{240}} \right) = 0,0043
 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} = 0,00583 > \rho_{\text{perlu}} = 0,0043$ dipakai ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00583 \times 450 \times 622,5 = 1634,06 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\phi 29}}} \\
 &= \frac{1634,06}{660,52} = 2,47 \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pasang} = \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{29}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times 660,52 \text{ mm}^2 \\
 &= 1981,56 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu ... OK}
 \end{aligned}$$

∴ **Maka digunakan tulangan lentur 3D29**

❖ **Perhitungan syarat tulangan tekan:**

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

$$\begin{aligned}
 - n_{\text{bawah}} &\geq 1/3 n_{\text{atas}} \\
 n_{\text{bawah}} &\geq 1/3 \times 4 \\
 - n_{\text{bawah}} &\geq 2
 \end{aligned}$$

ambil jumlah tulangan bawah = 3 buah, syarat ≥ 2 buah. Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **3D29** ($A_s' = 1981,56 \text{ mm}^2$)

Kontrol Tulangan Rangkap :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1981,56}{450 \times 622,5} = 0,0071 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho' = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{1981,56}{450 \times 622,5} = 0,0071 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,84 \times 77,5}{240 \times 622,5} \times \frac{600}{600 - 240}$$

$$0 \leq 0,0185 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,84 \times 30}{0 \times 420} \times \frac{74,5}{411,5} \right| \leq 240$$

$$f'_s = 600 \geq 240 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil $f'_s = 240 \text{ MPa}$ (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{1981,56 \times 240}{0,85 \times 450 \times 30} = 41,44 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d') \\ &= (1981,56 \times 240) \times \left(622,5 - \frac{41,44}{2} \right) + 1981,56 \times 240 \times 545 \\ &= 257571051,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\mu = \phi M_n = 0,9 \times 257571051,8 = 279995411,4 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_{\text{tumpuan}} = 160259400 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

Cek Balok T Palsu

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 1981,56 \times 240 \\ &= 475574 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f'_c \times b_e \times h_f \\ &= 0,85 \times 30 \times 225 \times 140 = 803250 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena $C > T$, maka balok dianggap sebagai balok T palsu, berperilaku sebagai balok persegi dengan lebar b_e .

$$a = 51,81 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{1981,56}{450 \times 622,5} = 0,0071 > \rho_{\text{min}}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41,44}{0,836} = 49,59 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{622,5-49,59}{49,59} \times 0,003 = 0,0346 > 0,005$$

∴ **Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"**

$$\begin{aligned}
 Mn &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 1981,56 \times 240 \times \left(622,5 - \frac{4,34}{2} \right) \\
 &= 145037260,1 \text{ Nmm} \\
 Mn &> M_{\text{tumpuan}} = 160259400 \text{ Nmm} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan
 - Tulangan atas = 4D29 ($A_s = 2642,079 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 3D29 ($A_s = 1981,56 \text{ mm}^2$)
- Akibat momen lapangan
 - Tulangan atas = 3D29 ($A_s = 1981,56 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 3D29 ($A_s = 1981,56 \text{ mm}^2$)

7.2.1.3 Penulangan Geser dan Torsi BL1

Sesuai peraturan SNI 2847:2013 bab 11 mengenai geser dan torsi, perencanaan tulangan geser dan torsi mengikuti kaidah berikut ini :

Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$$\Phi V_n = V_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.1})$$

Dengan V_u merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari :

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_u = Geser pada terfaktor penampang yang ditinjau

Φ = Faktor reduksi geser (0,9)

V_n = Kuat Geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat Geser nominal tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut

$$\Phi T_n = T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{u_{\min}}$)

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbangkan oleh beton

A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm

A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²

F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1) pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

F'_c = Kuat tekan beton, Mpa

A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²

P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

❖ Penulangan Geser

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan

kanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 persamaan yang digunakan dalam menghitung tulangan geser adalah sebagai berikut :

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Tabel 7.1 Perhitungan Mpr BI.1

LOKASI			n	As Perlu (mm ²)	a (mm)	Mpr (kNm)
Tumpuan	Kiri	Atas	4	2642,08	69.07	466.03
		Bawah	3	1981,56	51.80	354.66
	Kanan	Atas	4	2642,08	69.07	466.03
		Bawah	3	1981, 56	51.80	354.66

$$M_{pr1} = 466,03 \text{ kNm}$$

$$M_{pr2} = 354,66 \text{ kNm}$$

$$l_n = 8,3 \text{ m}$$

$$W_u = 35,172 \text{ KN/m (distribusi beban segitiga dan trapesium)}$$

➤ Analisa terhadap gempa kiri = gempa kanan

$$V_u = \frac{466,03 + 354,66}{8,3} - \frac{35,172 \times 8,3}{2}$$

$$V_u = -47,085 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{466,03 + 354,66}{8,3} + \frac{35,172 \times 8,3}{2}$$

$$V_u = 244,84 \text{ kN}$$

➤ Pemasangan Senggang Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila:

- $M_{pr} > 0,5 \times \text{Total geser kombinasi gempa dan gravitasi}$

$$\frac{466,03 + 354,66}{8,3} > 0,5 \times 244,84$$

$$98,88 \text{ kN} > 95,49 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

- Gaya Aksial Tekan $< 0,2 \times A_g \times f_c'$
 $143,202 \text{ kN} < 1890 \text{ kN} \dots \text{OK}$

Karena Gaya aksial terlalu kecil maka memenuhi :

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$= 0,9 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 450 \times 622,5$$

$$= 230146,17 \text{ N} = 230,146 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{244,84}{0,9} - 0 = 272,046 \text{ kN}$$

Rencanakan tulangan geser $2\phi 13 \text{ mm}$ ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 622,5}{272046} = 145,78 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 bahwa syarat jarak antar sengkang untuk sendi plastis tidak boleh melebihi :

- $d/4 = 622,5/4 = 156 \text{ mm}$
- $6 D_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$
- 150 mm

Dari Syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang = 125 mm .

Sehingga nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut :

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{265,46 \times 240 \times 622,5}{100 \times 1000} = 396,6 \text{ N kN}$$

$$\phi V_s = 0,9 \times 396,6 = 356,94 \text{ kN}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0,9 \times (230,146 + 396,6) = 564,07 \text{ kN} > 244,84 \text{ kN}$$

Sengkang yang dipasang 2D13 mm sejarak 125 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.3.4.2 sebagai berikut :

- S_{\max} sepanjang sendi plastis di ujung balok
 $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

Kontrol kuat geser balok induk interior tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.9

$$V_{s_{\max}} = \frac{2}{3} \times b w \times d \times \sqrt{f'c} = \frac{2}{3} \times 450 \times 622,5 \times \sqrt{30}$$

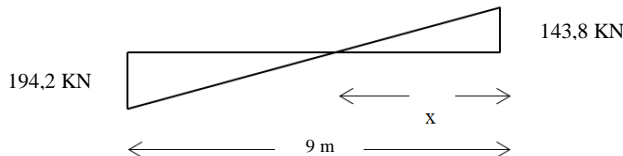
$$= 1022871,876 \text{ N} = 1022,87 \text{ kN}$$

$$1022,87 \text{ kN} > 244,84 \text{ kN}$$

Sehingga sengkang 2D10 – 125 dapat digunakan

➤ Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis

Pemasangan tulangan sengkang di luar daerah sendi plastis dimulai dari 1400 mm dari ujung balok dimana gaya geser yang digunakan merupakan gaya geser dari hasil analisa struktur dengan besar beban gempa dan memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton.



Gambar 7.6 Penentuan Jarak x di Luar Sendi Plastis

Persamaan segitiga untuk mencari jarak x

$$\frac{x}{6-x} = \frac{194,2}{143,8}$$

$$194,2 x = 1747,8 - 143,8 x$$

$$x = 5,17 \text{ m}$$

V_u pada jarak = 1400 mm dari tumpuan

$$\frac{5,17}{5,17 - 1,4} = \frac{194,2}{x}$$

$$5,17 x = 732,33$$

$$x = 141,622 \text{ kN}$$

$V_u = 141,622 \text{ kN}$ pada jarak 1400 mm

$$V_s = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_s = \frac{141,622}{0,9}$$

$$V_s = 157,358 \text{ kN}$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan $\phi 13$ ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v \times f_y \times b}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 622,5}{157358} = 252,04 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan begel di luar sendi plastis berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4 :

$$\frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 622,5 = 311 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Jadi dipasang begel 2 $\phi 13 - 250 \text{ mm}$ sebanyak :

$$L_n = 8300 \text{ mm}$$

$$\frac{L_n - 4 \times h}{s} + 1 = \frac{8300 - 4 \times 700}{250} + 1 = 23 \text{ buah}$$

❖ Penulangan Torsi

Dimensi Balok Induk = 45/70 cm

Tu = 136,126 KNm

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

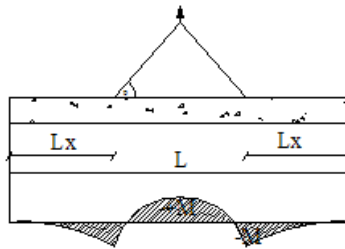
$$136,126 \text{ KNm} < 0,9 \times \frac{\sqrt{30}}{12} \left(\frac{(450 \times 700)^2}{(450 + 700) \times 2} \right)$$

$$136,126 \text{ KNm} < 176,512 \text{ KNm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

7.2.1.4 Pengangkatan BI.1

Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 7.7 Momen saat pengangkatan BI.1

⇒ **Kondisi Pengangkatan Sebelum Komposit**

b = 45 cm

h = 56 cm

L = 900 cm

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{(56 - 14)}{2} = 21 \text{ cm}$$

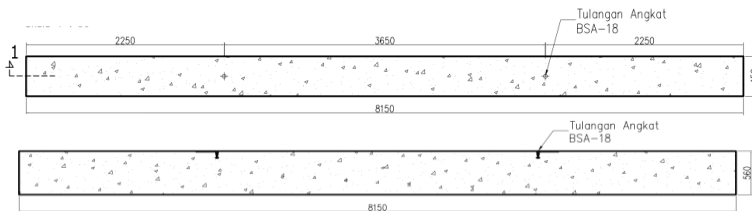
$$I = \frac{1}{12} \times 45 \times 56^3 = 277830 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 26 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 26}{900 \times \operatorname{tg} 45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{21}{21} \left(1 + \frac{4 \times 26}{900 \times \operatorname{tg} 45^\circ} \right)} \right)} = 0,255$$

$$X \times L = 0,255 \times 900 = 229,7 \text{ cm} = 2,3 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 9 - 2 \times 1,55 = 4,4 \text{ m}$$



Gambar 7.8 Letak Titik Pengangkatan BI.1

➤ **Pembebanan**

Balok $(0,45 \times 0,56 \times 6 \times 2400) = 68,04 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} T \sin \phi = P &= \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 68,04}{2} \\ &= 48,98 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$T = \frac{48,98}{\sin 45^\circ} = 57,57 \text{ KN}$$

➤ **Tulangan Angkat Balok Induk**

$P_u = 33,35 \text{ KN}$

Menurut PBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulangan mutu $f_y = 240 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 2400/1,5 = 1600 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{33,55 \times 10^2}{1600 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 2,56 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan $\phi 19 \text{ mm}$

➤ **Momen yang Terjadi**

• **Pembebanan**

Balok $(0,45 \times 0,56 \times 2400) = 604,8 \text{ kg/m} = 6,05 \text{ KN/m}$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

• **Momen lapangan**

$$+ M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+ M = \left(\frac{6,05 \times 9^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,255 + \frac{4 \times 26}{9 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 6,9 \text{ KNm}$$

➤ **Tegangan yang terjadi**

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{6,9}{\frac{1}{6} \times 0,45 \times 0,56^2}$$

$$f = 295,23 \text{ KN/m}^2$$

$$f = 0,295 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

• **Momen tumpuan**

$$- M = \frac{wX^2L^2}{2}$$

$$- M = \left(\frac{6,05 \times 0,255^2 \times 9^2}{2} \right) \times 1,2 = 19,15 \text{ KNm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{6,9}{\frac{1}{6} \times 0,45 \times 0,56^2}$$

$$f = 814,32 \text{ KN/m}^2$$

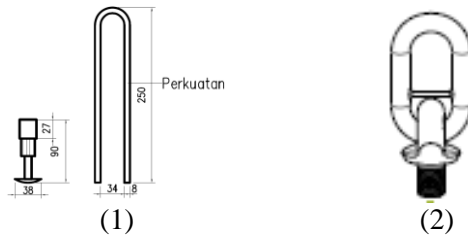
$$f = 0,814 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai $f'_{r_{ijin}}$ usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

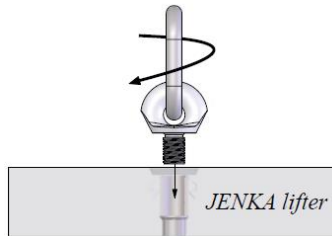
⇒ **Pemilihan Profil Tulangan Angkat**

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert* dengan kait *JL*. Di satu titik angkat

profil ini dapat mengangkat beban sebesar 16 kN dengan sudut 0° - 90° .



Gambar 7.9 (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



Gambar 7.10 JENKA Lifter

7.2.2 Perencanaan Balok Induk 2 (BI.2)

7.2.2.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 240 MPa
- Dimensi balok = 40/60 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 29 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm

7.2.2.2 Penulangan Lentur BI.2

⇒ Penulangan Lentur Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung

sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep menggunakan konsep tributari area. Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

Beban Pada Balok Anak

$$L_x = 265 \text{ mm} = 2,65 \text{ m}$$

$$L_y = 562,5 \text{ mm} = 5,625 \text{ m}$$

- Beban Mati

$$q_{\text{sendiri pelat}} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{sendiri balok anak}} = 0,30 \times 0,31 \times 2400 = 223,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{ek balok anak}} &= \frac{1}{2} \times q_{\text{pelat}} \times l_x \\ &= \frac{1}{2} \times 336 \times 2,65 \\ &= 445,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban mati balok anak} = 223,2 + 445,2 = 668,4 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup

$$\begin{aligned} q_{\text{ek pelat}} &= \frac{1}{2} \times q \times l_x \\ &= \frac{1}{2} \times 192 \times 2,65 \\ &= 254,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Kombinasi Beban

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 \times 668,4 + 1,6 \times 254,4 = 1209 \text{ kg/m}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 1209 \text{ kg/m} \times 6 \text{ m} = 7255 \text{ kg}$$

Beban Pada Balok Induk

Beban yang bekerja pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan beban ekivalen pelat. Kemudian dari beban tersebut ditambahkan P_u dari total pembebanan dari struktur sekunder balok anak dan pelat.

$$L_x = 265 \text{ mm} = 2,65 \text{ m}$$

$$L_y = 562,5 \text{ mm} = 5,625 \text{ m}$$

- Beban Mati

$$q_{\text{sendiri}} = 0,4 \times 0,46 \times 2400 = 441,6 \text{ kg/m}$$

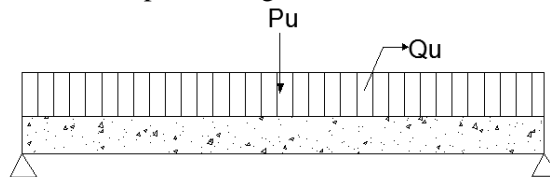
$$q_{\text{ek pelat}} = \frac{1}{2} \times q \times l_x$$

$$= \frac{1}{2} \times 336 \times 2,65$$

$$= 445,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati balok induk} &= 1,2 D \\ &= 1,2 \times (441,6 + 445,2) \\ &= 1242 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Darti data perhitungan di atas didapatkan pembebanan balok induk sebelum komposit sebagai berikut



Gambar 7.11 Pembebanan BI.2 Sebelum Komposit

Momen yang terjadi sebelum komposit adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} M_u &= \left(\frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times P_u \times L \right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 1242 \times 6^2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 7255 \times 6 \right) \\ &= 136175,04 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Jadi, momen (M_u) yang akan dipakai dalam perhitungan tulangan lentur balok induk sebelum komposit adalah 136175,04 kgm.

Perhitungan Tulangan Lentur

- Data Perencanaan

- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 240 MPa
- Dimensi balok = 40/46 cm
- Diameter tulangan utama = 29 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 460 - 50 - 13 - \frac{1}{2} (29) = 368,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,5 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,5 \times \sqrt{30}}{240} = 0,00570$$

Digunakan ρ_{\min} terbesar antara 2 perhitungan ρ_{\min} di atas,

$$\rho_{\min} = 0,00583$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013, pasal 21.5.2.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

- **Tulangan Tumpuan**

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

Digunakan ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00583 \times 400 \times 368,5 = 859,83 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\emptyset 29}}}$$

$$= \frac{859,83}{660,52} = 1,30 \text{ (dipakai 3 buah)}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{25}} \\ &= 3 \times 660,52 \text{ mm}^2 \\ &= 1981,56 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

∴ Maka digunakan tulangan lentur 3D29
(menyesuaikan penulangan sesudah komposit)

• Tulangan Lapangan

$$M_{\text{lapangan}} = 136175,04 \text{ kgm} = 13,62 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{13,62 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 368,5^2} = 0,27 \frac{N}{mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,27}{240}} \right) = 0,0012 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0012 < \rho_{\text{min}} = 0,00583$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00583 \times 400 \times 368,5 = 859,83 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\phi 29}} \\ &= \frac{859,83}{660,52} = 1,30 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{25}} \\ &= 2 \times 660,52 \text{ mm}^2 \\ &= 1321,04 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

∴ Maka digunakan tulangan lentur 2D29

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1321,04}{400 \times 368,5} = 0,0089 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{1321,04 \times 240}{0,85 \times 400 \times 30} = 31,08 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31,08}{0,836} = 37,19 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{368,5-37,19}{37,19} \times 0,003 = 0,027 > 0,005$$

∴ **Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"**

$$\begin{aligned} Mn &= \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 1321,56 \times 240 \left(368,5 - \frac{31,08}{2} \right) = 100714753,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn > M_{\text{lapangan}} = 13617504 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

⇒ Penulangan Lentur Sesudah Komposit

- Data Perencanaan
 - Mutu beton (f'_c) = 30 MPa
 - Mutu baja (f_y) = 240 MPa
 - Dimensi balok = 40/60 cm
 - Diameter tulangan utama = 29 mm
 - Diameter tulangan sengkang = 13 mm

$$d = h - d' - \phi - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 600 - 50 - 13 - \frac{1}{2} (29) = 522,5 \text{ mm}$$

$$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 29) = 77,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{250} = 0,00583$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,5 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,5 \times \sqrt{30}}{240} = 0,00571$$

Digunakan ρ_{\min} terbesar antara 2 perhitungan ρ_{\min} di atas,

$$\rho_{\min} = 0,00583$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013, pasal 21.5.2.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

- Balok T

↳ Lebar efektif balok T beam

$$be_1 = \frac{1}{4} \times Lb = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$be_2 = 8 \times tp = 8 \times 14 = 112 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times b = \frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ cm}$$

↳ Kontrol Balok T beam

$$Be = 1120 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'c \times be}$$

$$= \frac{981,75 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1120}$$

$$= 8,25 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0,76} = \frac{8,25}{0,76} = 10,86 \text{ mm}$$

$$C = 10,86 \text{ mm} < tf = 140 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Momen yang terjadi sesudah komposit (ETABS)

Momen tumpuan

$$\text{atas} = -275,89 \text{ KNm}$$

$$\text{bawah} = 202,3 \text{ KNm}$$

Momen lapangan

$$\text{atas} = 17,79 \text{ KNm}$$

$$\text{bawah} = 65,7 \text{ KNm}$$

❖ Tulangan tumpuan atas :

$$M_{\text{tumpuan}} = 275,89 \text{ KNm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D29

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$dx = 524,5 \text{ mm}$$

$$Mu = 275,89 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{275,89 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 522,5^2} = 2,81 \frac{N}{mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 2,81}{240}} \right) = 0,0124 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0124 > \rho_{\text{min}} = 0,00583$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0124 \times 400 \times 522,5 = 2596,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 29}} \\ &= \frac{2596,3}{660,52} = 3,93 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pasang}} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{29}} \\ &= 4 \times 660,52 \text{ mm}^2 \\ &= 2642,08 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

∴ **Maka digunakan tulangan lentur 4D29**

❖ Perhitungan syarat tulangan tekan:

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

$$\begin{aligned} - n_{\text{bawah}} &\geq 1/3 n_{\text{atas}} \\ n_{\text{bawah}} &\geq 1/3 \times 4 \\ - n_{\text{bawah}} &\geq 2 \end{aligned}$$

ambil jumlah tulangan bawah = 3 buah, syarat ≥ 2 buah. Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **3D29** ($A_s' = 1981,56 \text{ mm}^2$)

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{2642,08}{400 \times 522,5} = 0,0126 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{2642,08 \times 240}{0,85 \times 400 \times 30} = 62,17 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{62,17}{0,836} = 74,39 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{522,5-74,39}{74,39} \times 0,003 = 0,018 > 0,005$$

∴ **Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"**

$$\begin{aligned} Mn &= \phi \times As \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 2642,08 \times 240 \left(522,5 - \frac{62,17}{2} \right) = 280446188,6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn > M_{\text{tumpuan}} = 275889100 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

Kontrol Tulangan Rangkap :

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{2642,08}{400 \times 522,5} = 0,0126 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d} = \frac{1981,56}{400 \times 522,5} = 0,0095 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,0032 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,84 \times 77,5}{240 \times 522,5} \times \frac{600}{600 - 240}$$

$$0,0032 \leq 0,0184 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c' \times d'}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,84 \times 30}{0,0032 \times 240} \times \frac{77,5}{522,5} \right| \leq 240$$

$$f'_s = 498,8 \geq 240 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil $f'_s = 240 \text{ MPa}$ (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{2642,08 \times 240 - 1981,56 \times 240}{0,85 \times 400 \times 30} = 15,54 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d') \\ &= (2642,08 \times 240 - 1981,56 \times 240) \times \left(522,5 - \frac{15,54}{2} \right) + 1981,56 \times 240 \times 445 \\ &= 4601181235 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,9 \times 4601181235 = 414106311,2 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_{tumpuan} = 275889100 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

❖ Tulangan lentur lapangan :

Sebelum kita lakukan analisa desain perencanaan untuk tulangan lapangan perlu dilakukan cek apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan dengan perumusan sebagai berikut :

Tulangan lapangan bawah

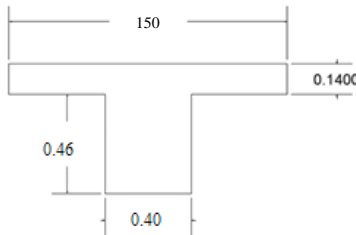
$$be_1 = \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$be_2 = b_w + 16t = 40 + (16 \times 14) = 264 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (600 - 40) = 280 \text{ cm}$$

$$b = be_1 = 150 \text{ cm}$$

$$dx = 522,5 \text{ mm}$$



Gambar 7.12 Potongan Balok T BL.2

Direncanakan menggunakan tulangan D29

$b = 400 \text{ mm}$

$d_x = 522,5 \text{ mm}$

$M_u = 65,7 \text{ KNm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{65,7 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 522,5^2} = 0,67 \frac{N}{mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,67}{240}} \right) = 0,00282 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} = 0,00583 > \rho_{\text{perlu}} = 0,00282$ dipakai ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00583 \times 400 \times 522,5 = 1219,17 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\phi 29}}} \\ &= \frac{1219,17}{660,52} = 1,85 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D29} \\ &= 2 \times 660,52 \text{ mm}^2 \\ &= 1321,04 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

∴ Maka digunakan tulangan lentur 2D29

❖ **Perhitungan syarat tulangan tekan:**

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{\text{bawah}} \geq 1/3 n_{\text{atas}}$
- $n_{\text{bawah}} \geq 1/3 \times 4$
- $n_{\text{bawah}} \geq 2$

ambil jumlah tulangan bawah = 2 buah, syarat ≥ 2 buah. Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **2D29 (As' = 1321,04 mm²)**

Kontrol Tulangan Rangkap :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1321,04}{400 \times 522,5} = 0,0063 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d} = \frac{1321,04}{400 \times 522,5} = 0,0063 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,84 \times 77,5}{240 \times 522,5} \times \frac{600}{600 - 240}$$

$$0 \leq 0,0283 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c' \times d'}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,84 \times 30}{0 \times 240} \times \frac{77,5}{522,5} \right| \leq 240$$

$$f'_s = 600 \geq 240 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil $f'_s = 240 \text{ MPa}$ (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{1321,04 \times 240}{0,85 \times 400 \times 30} = 31,08 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d') \\
 &= (1321,04 \times 240) \times \left(522,5 - \frac{31,08}{2} \right) + 1321,04 \times 240 \times 455 \\
 &= 144657818 \text{ Nmm} \\
 M_u &= \phi M_n = 0,9 \times 144657818 = 130192036 \text{ Nmm} \\
 M_n &> M_{\text{lapangan}} = 65698400 \text{ Nmm} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Cek Balok T Palsu

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 1321,04 \times 240 \\
 &= 317050 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= 0,85 \times f'_c \times b_e \times h_f \\
 &= 0,85 \times 30 \times 150 \times 140 = 553350 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Karena $C > T$, maka balok dianggap sebagai balok T palsu, berperilaku sebagai balok persegi dengan lebar b .

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{1321,04 \times 240}{0,85 \times 400 \times 30} = 31,08 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{1321,04}{400 \times 522,5} = 0,0063 > \rho_{\text{min}}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31,08}{0,836} = 37,19 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{522,5-37,19}{37,19} \times 0,003 = 0,039 > 0,005$$

\therefore **Faktor Reduksi $\phi = 0,9$ "OK"**

$$\begin{aligned}
 M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 1321,04 \times 240 \times \left(522,5 - \frac{31,08}{2} \right) \\
 &= 144657818 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_n > M_{\text{tumpuan}} = 65698400 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan
 - Tulangan atas = 4D29 ($A_s = 2642,08 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 3D29 ($A_s = 1981,56 \text{ mm}^2$)
- Akibat momen lapangan
 - Tulangan atas = 2D29 ($A_s = 1321,04 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 2D29 ($A_s = 1321,04 \text{ mm}^2$)

7.2.2.3 Penulangan Geser dan Torsi BLII

Sesuai peraturan SNI 2847:2013 bab 11 mengenai geser dan torsi, perencanaan tulangan geser dan torsi mengikuti kaidah berikut ini :

Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$$\Phi V_n = V_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.1})$$

Dengan V_u merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari :

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_u = Geser pada terfaktor penampang yang ditinjau

Φ = Faktor reduksi geser (0.75)

V_n = Kuat Geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat Geser nominal tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut

$$\Phi T_n = T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

- T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{umin}$)
- T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
- T_c = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton
- A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm
- A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²
- F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
- s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1) pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- ϕ = Faktor reduksi kekuatan
- F_c' = Kuat tekan beton, Mpa
- A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²
- P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

❖ Penulangan Geser

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 persamaan yang digunakan dalam menghitung tulangan geser adalah sebagai berikut :

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Tabel 7.2 Perhitungan Mpr BI.2

LOKASI			n	As Perlu (mm ²)	a (mm)	Mpr (kNm)
Tumpuan	Kiri	Atas	4	2642.08	77.70	383.35
		Bawah	3	1981.56	58.28	293.29
	Kanan	Atas	4	2642.08	77.70	383.35
		Bawah	3	1981.56	58.28	293.29

$$Mpr_1 = 383,35 \text{ kNm}$$

$$Mpr_2 = 263,29 \text{ kNm}$$

$$l_n = 5,3 \text{ m}$$

$$W_u = 33,012 \text{ KN/m (distribusi beban segitiga dan trapesium)}$$

- Analisa terhadap gempa kiri = gempa kanan

$$V_u = \frac{383,35 + 263,29}{5,3} - \frac{33,012 \times 5,3}{2}$$

$$V_u = 40,185 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{383,35 + 263,29}{5,3} + \frac{33,012 \times 5,3}{2}$$

$$V_u = 215,15 \text{ kN}$$

- Pemasangan Senggang Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila:

- $Mpr > 0,5 \times \text{Total geser kombinasi gempa dan gravitasi}$

$$\frac{383,35 + 263,29}{5,3} > 0,5 \times 83,91$$

$$127,67 \text{ kN} > 83,91 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

- Gaya Aksial Tekan $< 0,2 \times Ag \times f_c'$

$$125,58 \text{ kN} < 1440 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Karena Gaya aksial terlalu kecil maka memenuhi :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\
 &= 0,9 \frac{\sqrt{30}}{6} \times 400 \times 522,5 \\
 &= 171711,022 \text{ N} = 171,711 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{215,15}{0,9} - 0 = 239,05 \text{ kN}$$

Rencanakan tulangan geser 2D13 mm ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 522,5}{239054,32} = 139,25 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 bahwa syarat jarak antar sengkang untuk sendi plastis tidak boleh melebihi :

- $d/4 = 522,5/4 = 131 \text{ mm}$
- $6 D_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$
- 150 mm

Dari Syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang = 100 mm.

Sehingga nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut :

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{265,46 \times 240 \times 522,5}{100} = 332892,58 \text{ N} = 332,89 \text{ kN}$$

$$\phi V_s = 0,9 \times 332,89 = 299,6 \text{ kN}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0,9 \times (171,711 + 332,89) = 454,14 \text{ kN} > 299,6 \text{ kN}$$

Sengkang yang dipasang 2D13 sejarak 100 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.3.4.2 sebagai berikut :

- S_{\max} sepanjang sendi plastis di ujung balok
 $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

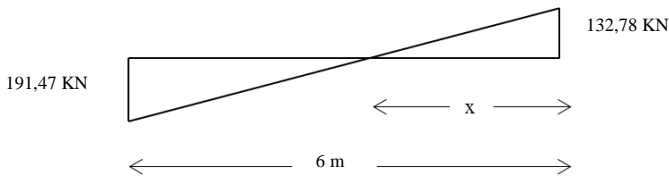
Kontrol kuat geser balok induk interior tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned}
 V_{s_{\max}} &= \frac{2}{3} \times bw \times d \times \sqrt{f'c} = \frac{2}{3} \times 400 \times 522,5 \times \sqrt{30} \\
 &= 763160,097 \text{ N} \\
 763,16 \text{ kN} &> 299,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga sengkang 2D13 – 100 dapat digunakan

➤ Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis

Pemasangan tulangan sengkang di luar daerah sendi plastis dimulai dari 1200 mm dari ujung balok dimana gaya geser yang digunakan merupakan gaya geser dari hasil analisa struktur dengan besar beban gempa dan memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton.



Gambar 7.13 Penentuan jarak x diluar sendi plastis

Persamaan segitiga untuk mencari jarak x

$$\frac{x}{6-x} = \frac{191,47}{132,788}$$

$$132,788x = 1148,832 - 191,47x$$

$$x = 3,54 \text{ m}$$

Vu pada jarak = 1200 mm dari tumpuan

$$\frac{3,54}{3,54-1,2} = \frac{191,47}{x}$$

$$3,54x = 448,606$$

$$x = 126,62 \text{ kN}$$

$V_u = 126,62 \text{ kN}$ pada jarak 1200 mm

$$V_s = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_s = \frac{126,62}{0,9}$$

$$V_s = 140,69 \text{ kN}$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan D13 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v \times f_y \times b}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 522,5}{140689} = 473,23 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan begel di luar sendi plastis berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4 :

$$\frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 522,5 = 261,25 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Jadi dipasang begel 2D13 – 200 mm sebanyak :

$$L_n = 5300 \text{ mm}$$

$$\frac{L_n - 4 \times h}{s} + 1 = \frac{8300 - 4 \times 600}{200} + 1 = 15,5 \approx 16 \text{ buah}$$

❖ Penulangan Torsi

Dimensi Balok Induk = 40/60 cm

$T_u = 47,35 \text{ KNm}$

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

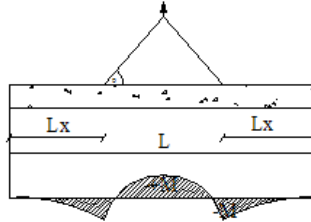
$$47,35 \text{ KNm} < 0,9 \times \frac{\sqrt{30}}{12} \left(\frac{(400 \times 600)^2}{(400 + 600) \times 2} \right)$$

$$47,35 \text{ KNm} < 117,83 \text{ kNm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

7.2.2.4 Pengangkatan BI.2

Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 7.14 Momen saat pengangkatan balok anak

⇒ **Kondisi Pengangkatan Sebelum Komposit**

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 46 \text{ cm}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Yb} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)} \right)}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{(46 - 14)}{2} = 16 \text{ cm}$$

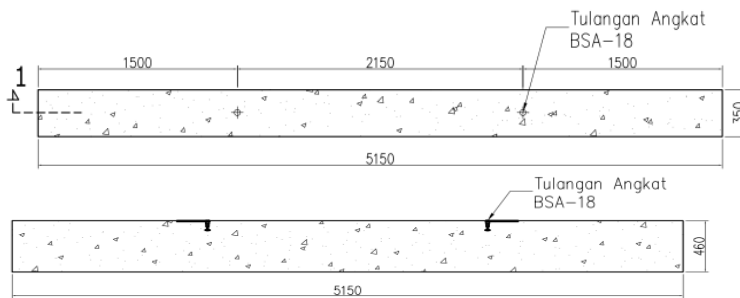
$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 46^3 = 109226,67 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 21 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 21}{600 \times \tan 45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{16 \left(1 + \frac{4 \times 21}{600 \times \tan 45^\circ} \right)}{16}} \right)} = 0,257$$

$$X \times L = 0,257 \times 600 = 154,01 \text{ cm} = 1,5 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 6 - 2 \times 1,5 = 2,9 \text{ m}$$



Gambar 7.15 Letak titik pengangkatan BI.2

➤ **Pembebanan**

$$\text{Balok } (0,40 \times 0,46 \times 6 \times 2400) = 26,5 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} T \sin \phi &= P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 26,5}{2} \\ &= 19,08 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$T = \frac{19,08}{\sin 45^\circ} = 22,41 \text{ KN}$$

➤ **Tulangan angkat balok anak**

$$P_u = 30,54 \text{ KN}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulangan mutu $f_y = 240 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 2400/1,5 = 1600 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{Pu}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{30,54 \times 10^2}{1600 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 2,45 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan ϕ 19 mm

➤ **Momen yang Terjadi**

• Pembebanan

$$\text{Balok } (0,4 \times 0,46 \times 2400) = 441,6 \text{ kg/m} = 4,42 \text{ KN/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

• Momen lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+M = \left(\frac{4,42 \times 6^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,257 + \frac{4 \times 21}{6 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 2,7 \text{ KNm}$$

➤ **Tegangan yang terjadi**

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{2,7}{\frac{1}{6} \times 0,4 \times 0,46^2}$$

$$f = 191,48 \text{ KN/m}^2$$

$$f = 0,191 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

• Momen tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \left(\frac{2,7 \times 0,257^2 \times 6^2}{2} \right) \times 1,2 = 6,28 \text{ KNm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{6,28}{\frac{1}{6} \times 0,4 \times 0,46^2}$$

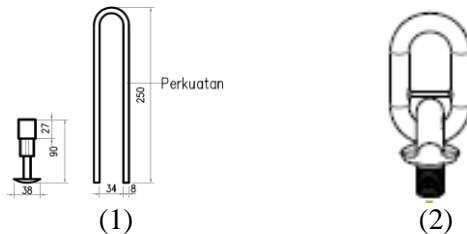
$$f = 445,49 \text{ KN/m}^2$$

$$f = 0,445 \text{ Mpa} \leq f'_{r} = 0,7 \sqrt{f'_{c'}} = 3,83 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

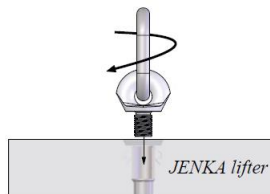
Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai $f'_{r_{ijin}}$ usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

⇒ Pemilihan Profil Tulangan Angkat

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert* dengan kait *JL*. Di satu titik angkat profil ini dapat mengangkat beban sebesar 16 kN dengan sudut 0° - 90° .



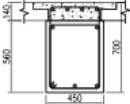
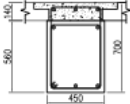
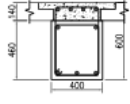
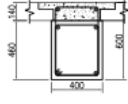
Gambar 7.16 (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



Gambar 7.17 *JENKA Lifter*

7.2.3 Rekap Penulangan Balok Induk Pracetak

Tabel 7.3 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk Pracetak

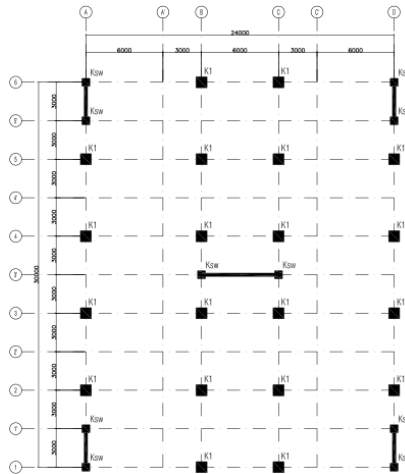
TABEL PENULANGAN BALOK				
KODE	BI.1		BI.2	
KONDISI	TULANGAN TUMPUAN	TULANGAN LAPANGAN	TULANGAN TUMPUAN	TULANGAN LAPANGAN
SKETSA				
KETERANGAN	—		—	
PENAMPANG BALOK	450 mm x 700 mm		400 mm x 600 mm	
DEKING	50 mm		50 mm	
ATAS	4 D29	3 D29	4 D29	2 D29
TENGAH	2 D29	2 D29	2 D29	2 D29
BAWAH	3 D29	3 D29	3 D29	2 D29
BEGEL	2D13 – 125	2D13 – 250	2D13 – 100	2D13 – 200

7.3 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dengan data sebagai berikut :

⇒ Data umum perencanaan kolom :

- Dimensi kolom Lt.1-5 : 85/85 cm
 Lt.6-10 : 80/80 cm
 Lt.12-15: 70/70 cm
 Shear Wall : 60/60 cm
- Tebal decking (d') : 40 mm
- Mutu tulangan (f_y) : 240 MPa
- Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa



Gambar 7.18 Denah Kolom (K1)

7.3.1 Perencanaan Kolom Lantai 1-5 K1

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 70/70cm, yaitu :

$$\begin{aligned} P_{u_{\max}} &: 6809,53 \text{ KN} \\ V_{u_{\max}} &: 298,58 \text{ KN} \\ T_{u_{\max}} &: 1,2 \text{ KNm} \end{aligned}$$

7.3.1.1 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $850 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi besar dari 0.4
 $\text{Rasio } b/h = 850/850 = 1 > 0.4$

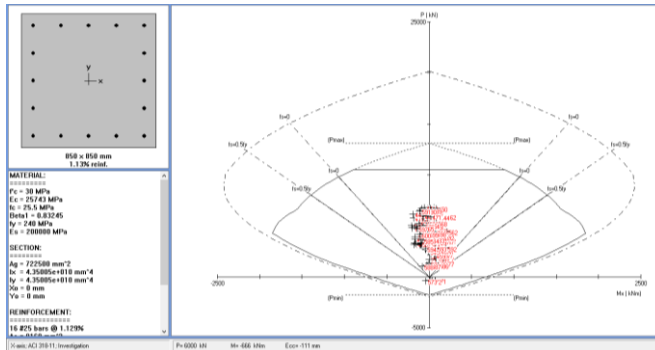
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 8202,15 KN

$$6809,53 \text{ KN} \geq 850 \times 850 \times \frac{30}{10} \times \frac{1}{1000}$$

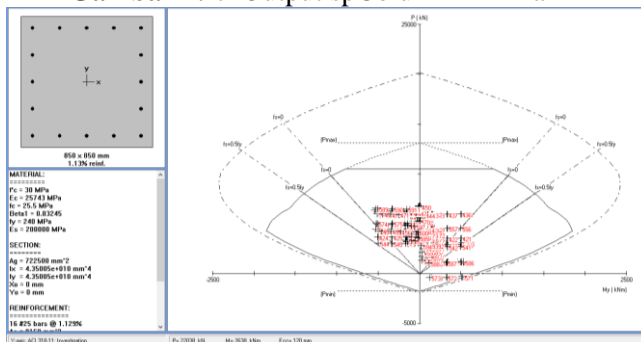
$$6809,53 \text{ KN} \geq 2167,5 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

7.3.1.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 7.19 Output spColumn K1 Arah X



Gambar 7.20 Output spColumn K1 Arah Y

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$\phi Mn = 1547,12 \text{ KNm} > Mu = 562,92 \text{ KNm} \dots \text{OK}$

7.3.1.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag.

$$As = 7853,98 \text{ mm}^2$$

$$Ag = 722500 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal : 16D25, dengan rasio tulangan = 1,13 % (OK)

7.3.1.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi Pn = 0.8 \phi (0.85 f'c (Ag - Ast) + fy (Ast))$$

Dimana:

$$Pu = 6809,53 \text{ N}$$

$$\phi = 0.65$$

$$Ag = 850 \times 850 = 722500 \text{ mm}^2$$

$$Ast = 16 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 7853,98 \text{ mm}^2$$

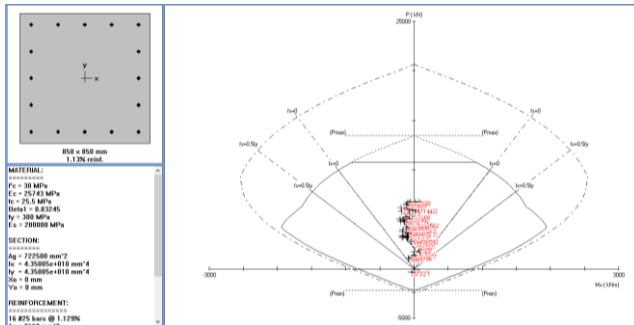
Sehingga:

$$\phi Pn = 10488,62 \text{ KN} > Pu = 6809,53 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

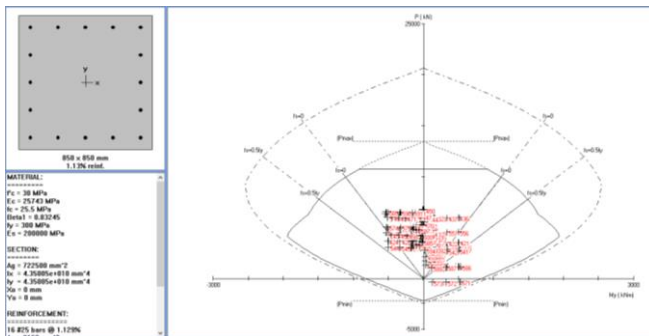
7.3.1.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, Ve, untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$fs = 1,25 \times fy = 1,25 \times 240 = 300 \text{ Mpa}$$



Gambar 7.21 Output spColumn (setelah Mpr) K1 Arah X



Gambar 7.22 Output spColumn (setelah Mpr) K1 Arah Y

$$L_n = 3300 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 2542 \text{ KNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 2542}{3.3}$$

$$V_{ex} = 1540,61 \text{ KN} > V_u = 298,58 \text{ KN} \dots OK$$

7.3.1.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

⇒ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $\frac{1}{4} b_{\text{kolom}} = \frac{1}{4} \times 850 = 212,5 \text{ mm}$
- $6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5 \times (850 - 2 \times (50 + 13/2)))}{3} \right) = 90,5 \text{ mm}$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 100 mm.

$A_{sh\min}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$b_{cx} = 850 - 40 - 2 \times 13 = 784 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (850 - 40 \times 2) \times (850 - 40 \times 2) = 592900 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 784 \times 30}{240} \left[\frac{722500}{592900} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 642,64 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 784 \times 30}{240} = 882 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 7D13-100

$$(A_{sh} = 929,13 \text{ mm}^2) > 882 \text{ mm}^2$$

⇒ Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

7.3.2 Perencanaan Kolom Lantai 6-10 (K2)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 80/80cm, yaitu :

$$\begin{aligned} P_{u_{\max}} &: 4405,96 \text{ KN} \\ V_{u_{\max}} &: 295,86 \text{ KN} \\ T_{u_{\max}} &: 0,53 \text{ KNm} \end{aligned}$$

7.3.2.1 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

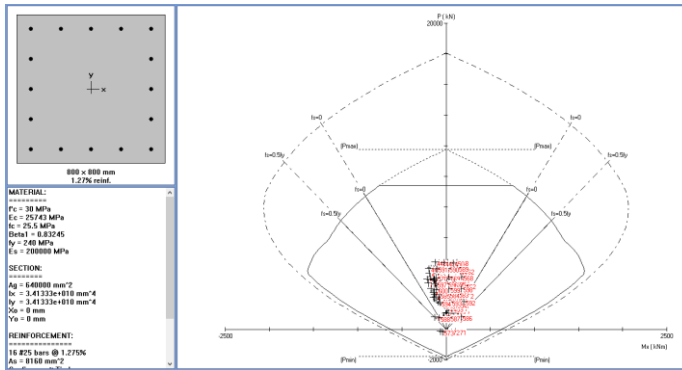
- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $800 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi besar dari 0.4
 $\text{Rasio } b/h = 800/800 = 1 > 0.4$

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 4405,96 KN

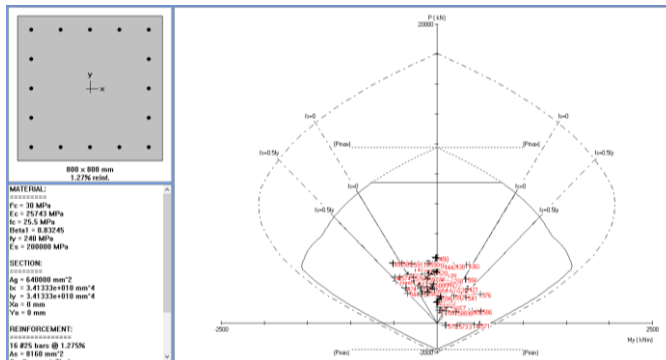
$$\begin{aligned} 4405,96 \text{ KN} &\geq 800 \times 800 \times \frac{30}{10} \times \frac{1}{1000} \\ 4405,96 \text{ KN} &\geq 1920 \text{ KN} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

7.3.2.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 7.24 Output spColumn K2Arah X



Gambar 7.25 Output spColumn K2 Arah Y

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$\phi M_n = 1534,41 \text{ KNm} > M_u = 523,38 \text{ KNm} \dots \text{OK}$

7.3.2.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0.01 A_g atau lebih dari 0.06 A_g .

$$A_s = 7853,98 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 640000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal : 16D25, dengan rasio tulangan = 1,27 % (OK)

7.3.2.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 4405,96 \text{ N}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 8143 \text{ mm}^2$$

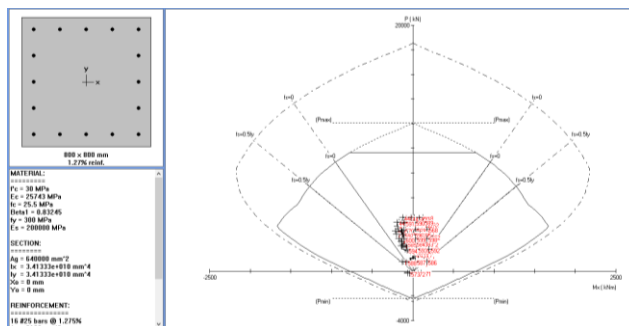
Sehingga:

$$\phi P_n = 9394,67 \text{ KN} > P_u = 4405,96 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

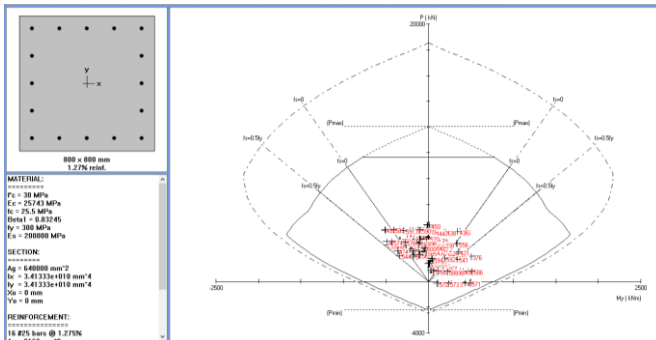
7.3.2.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 240 = 300 \text{ Mpa}$$



Gambar 7.26 Output spColumn (setelah Mpr) K2 Arah X



Gambar 7.27 Output spColumn (setelah Mpr) K2 Arah Y

$$L_n = 2800 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 2172 \text{ KNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 2172}{2,8}$$

$$V_{ex} = 1564,28 \text{ KN} > V_u = 295,86 \text{ KN} \dots OK$$

7.3.2.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

⇒ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $\frac{1}{4} b_{\text{kolom}} = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$
- $6 d_b = 6 \times 36 = 216 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(800 - 2x(50 + 13/2)))}{3} \right) = 102,17 \text{ mm}$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 100 mm.

$A_{sh_{\min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$b_{cx} = 800 - 40 - 2 \times 13 = 734 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (800 - 40 \times 2) \times (800 - 40 \times 2) = 518400 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 734 \times 30}{240} \left[\frac{640000}{518400} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 645,65 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 734 \times 30}{240} = 825,75 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 7D13-100

$$(A_{sh} = 929,13 \text{ mm}^2) > 825,75 \text{ mm}^2$$

⇒ Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

$$\text{Maka dipakai } s = 150 \text{ mm}$$

7.3.2.7 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$Nu = 4405,96 \text{ KN}$$

$$Tu = 0,53 \text{ KNm}$$

$$Ag = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 518400 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2960 \text{ mm}$$

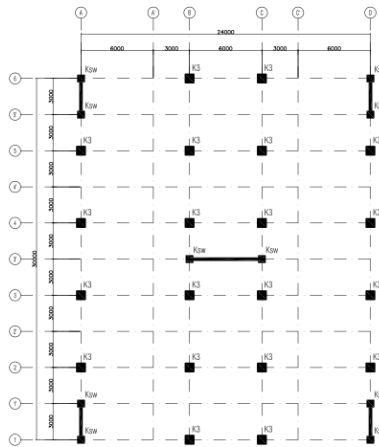
$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f' c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0.33 \sqrt{f' c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{30} \left(\frac{518400^2}{2960} \right) \sqrt{1 + \frac{4405964}{0.33 \sqrt{30}}}$$

$$T_n = 192157,53 \text{ Nmm}$$

$$\begin{array}{rcl} T_n & > & T_u \\ 192,157 \text{ KNm} & > & 0,53 \text{ KNm} \end{array}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.



Gambar 7.28 Denah Kolom (K3)

7.3.3 Perencanaan Kolom Lantai 11-15 (K3)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 70/70cm, yaitu :

$$\begin{array}{rcl} P_{u_{\max}} & : & 2130,63 \text{ KN} \\ V_{u_{\max}} & : & 265,36 \text{ KN} \\ M_{u_{\max}} & : & 402,69 \text{ KN} \\ T_{u_{\max}} & : & 1,5 \text{ KNm} \end{array}$$

7.3.3.1 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$700 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 700/700 = 1 > 0.4$$

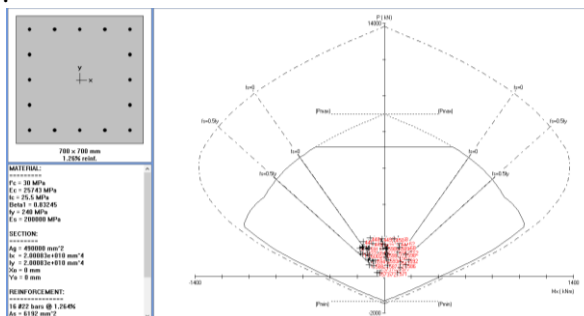
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 2130,63 KN

$$2130,63 \text{ KN} \geq 700 \times 700 \times \frac{30}{10} \times \frac{1}{1000}$$

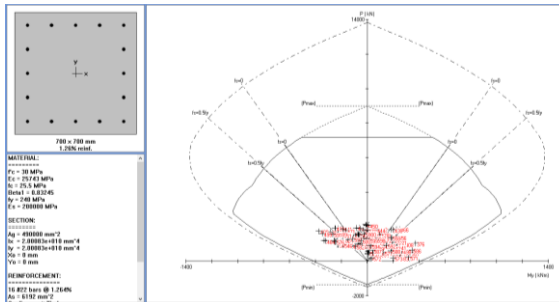
$$2130,63 \text{ KN} \geq 1470 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

7.3.3.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 7.29 Output spColumn K3 Arah X



Gambar 7.30 Output spColumn K3 Arah Y

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom
 $\phi M_n = 926,04 \text{ KNm} > M_u = 402,69 \text{ KNm} \dots \text{OK}$

7.3.3.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_s , tidak boleh kurang dari 0.01 A_g atau lebih dari 0.06 A_g .

$$\begin{aligned} A_s &= 6082,12 \text{ mm}^2 \\ A_g &= 490000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal : 16D22, dengan rasio tulangan = 1,26 % (OK)

7.3.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 2130,63 \text{ N}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 700 \times 700 = 490000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 6082,12 \text{ mm}^2$$

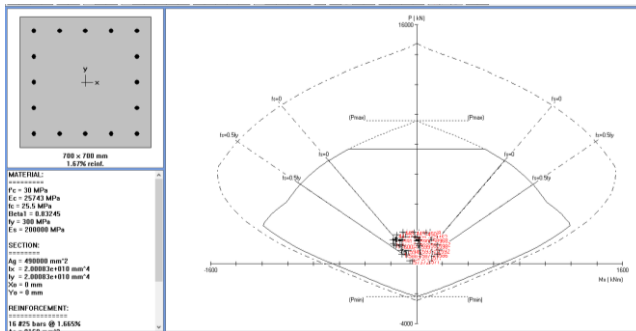
Sehingga:

$$\phi P_n = 7175,8 \text{ KN} > P_u = 2130,63 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

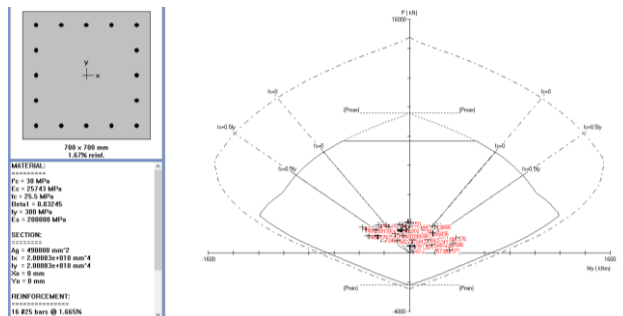
7.3.3.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 240 = 300 \text{ Mpa}$$



Gambar 7.31 Output spColumn (setelah Mpr) K3 Arah X



Gambar 7.32 Output spColumn (setelah Mpr) K3 Arah Y

$$L_n = 2800 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 1439 \text{ KNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 1439}{2,8}$$

$$V_{ex} = 1027,86 \text{ KN} > V_u = 265,36 \text{ KN} \dots OK$$

7.3.3.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

⇒ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $\frac{1}{4} b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ mm}$
- $6 d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(700 - 2x(40 + 13/2)))}{3} \right) = 115,5 \text{ mm}$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 100 mm.

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$b_{cx} = 700 - 40 - 2 \times 13 = 634 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (700 - 40 \times 2) \times (700 - 40 \times 2) = 384400 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 634 \times 30}{240} \left[\frac{490000}{384400} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 653,13 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 634 \times 30}{240} = 713,25 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 7D13-100

$$(A_{sh} = 929,13 \text{ mm}^2) > 713,25 \text{ mm}^2$$

⇒ Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

7.3.3.7 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 2130,07 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5 \text{ KNm}$$

$$A_g = 490000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 384400 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2560 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{30} \left(\frac{384400^2}{2560} \right) \sqrt{1 + \frac{2130629}{0.33 \sqrt{30}}}$$

$$T_n = 84953,16 \text{ Nmm}$$

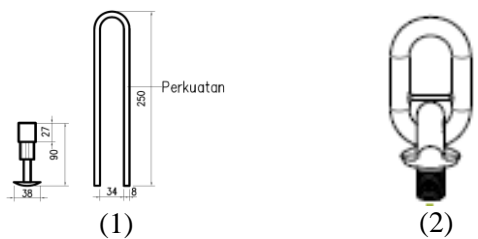
$$T_n > T_u$$

$$84,95 \text{ KNm} > 1,5 \text{ KNm}$$

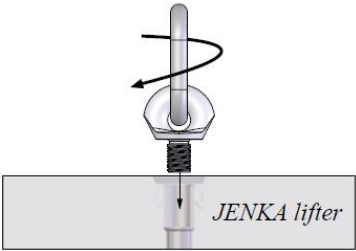
Maka tulangan torsi diabaikan.

7.3.4 Pengangkatan Kolom Pracetak

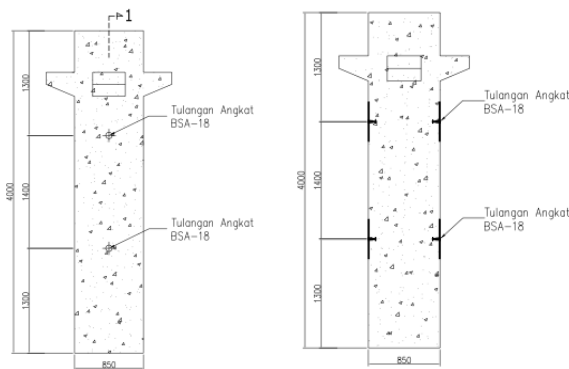
Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA Lifting System* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah *JENKA BSA Short Insert* dengan kait *JL*. Di satu titik angkat profil ini dapat mengangkat beban sebesar 16 kN dengan sudut 0°-90°.



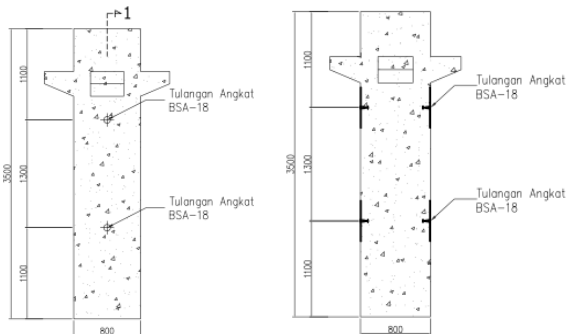
Gambar 7.33 (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



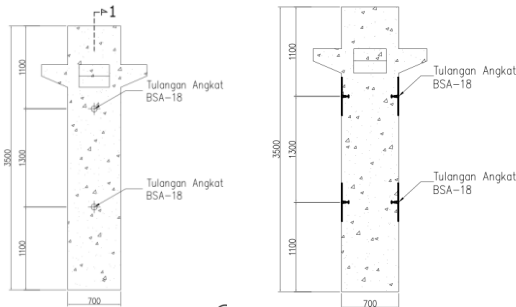
Gambar 7.34 JENKA Lifter



Gambar 7.35 Titik Angkat Kolom K1 Pracetak



Gambar 7.36 Titik Angkat Kolom K2 Pracetak



Gambar 7.37 Titik Angkat Kolom K3 Pracetak

7.3.5 Boundary Element Kolom Pada Shearwall (KSW)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 40/40cm, yaitu :

$$\begin{aligned}
 P_{u_{\max}} &: 1626,06 \text{ KN} \\
 V_{u_{\max}} &: 93,07 \text{ KN} \\
 M_{u_{\max}} &: 77,27 \text{ KN} \\
 T_{u_{\max}} &: 4,28 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

7.3.5.1 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat

sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$600 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 600/600 = 1 > 0.4$$

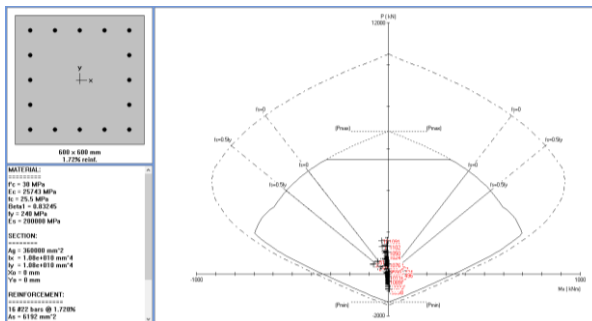
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 1608,65 KN

$$1626,06 \text{ KN} \geq 600 \times 600 \times \frac{30}{10} \times \frac{1}{1000}$$

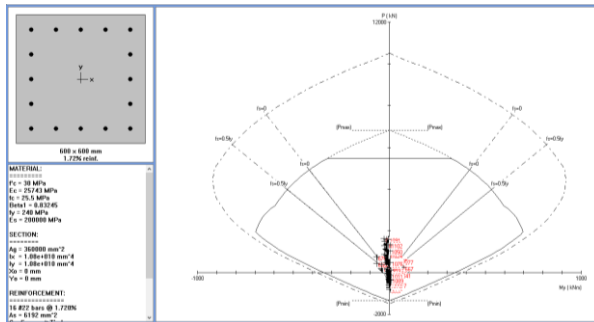
$$1626,06 \text{ KN} \geq 1080 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

7.3.5.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 7.38 Output spColumn KSW Arah X



Gambar 7.39 Output spColumn KSW Arah Y

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$\phi M_n = 654,5 \text{ KNm} > M_u = 77,27 \text{ KNm} \dots \text{OK}$

7.3.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$.

$$A_s = 6082,12 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 360000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal : 16D22, dengan rasio tulangan = 1,72 % (OK)

7.3.5.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 1626,06 \text{ N}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 6082,12 \text{ mm}^2$$

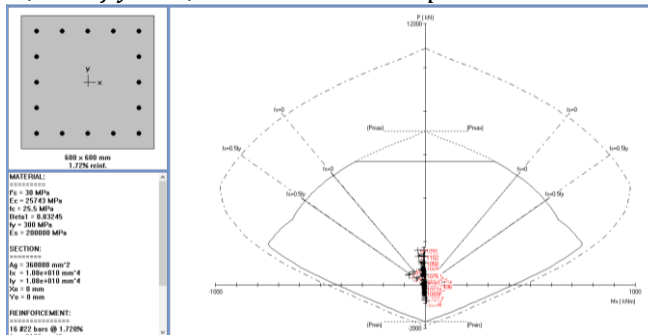
Sehingga:

$$\phi P_n = 5452 \text{ KN} > P_u = 1626,06 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

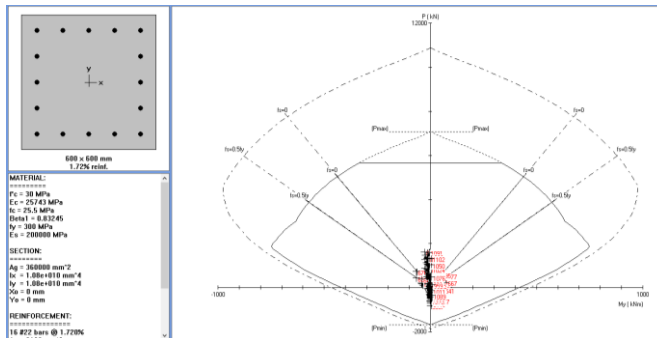
7.3.5.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 240 = 300 \text{ Mpa}$$



Gambar 7.40 Output spColumn (setelah Mpr) Arah X



Gambar 7.41 Output spColumn (setelah Mpr) Arah Y

$$L_n = 2800 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 976 \text{ KNm}$$

$$Vex = \frac{2 \times Mpr}{Ln} = \frac{2 \times 976}{3,42,8}$$

$$Vex = 697,14 \text{ KN} > Vu = 93,07 \text{ KN} \dots OK$$

7.3.5.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang lo harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

⇒ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $\frac{1}{4} b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$
- $6 d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5 \times (600 - 2 \times (40 + 13/2)))}{3} \right) = 132,17 \text{ mm}$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 100 mm.

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$b_{cx} = 600 - 40 - 2 \times 13 = 534 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (600 - 40 \times 2) \times (600 - 40 \times 2) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 534 \times 30}{240} \left[\frac{360000}{270400} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 663,55 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 534 \times 30}{240} = 600,75 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 5D13-100

$$(A_{sh} = 663,66 \text{ mm}^2) > 663,55 \text{ mm}^2$$

⇒ Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

7.3.5.7 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 1626,06 \text{ KN}$$

$$T_u = 4,28 \text{ KNm}$$

$$A_g = 360000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 270400 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2160 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{30} \left(\frac{360000^2}{2160} \right) \sqrt{1 + \frac{16260661}{0.33 \sqrt{30}}}$$

$$T_n = 43523,812 \text{ Nmm}$$

$$T_n > T_u$$

$$43,52 \text{ KNm} > 4,28 \text{ KNm}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.

7.4 Perencanaan Dinding Geser (*Shear Wall*)

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser Arah X dan dinding Geser Arah Y.

7.4.1 Dinding Geser Arah X

Dinding geser arah X menahan semua gaya yang mengakibatkan gedung bergerak ke arah sumbu X.

7.4.1.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 25 cm
Tebal decking	: 50 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 210 mm
Mutu tulangan (fy)	: 240 MPa
Mutu beton (f'c)	: 30 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm
Lebar dinding	: 300 cm

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial	: 9365,01 KN
Momen	: 22550,34 KNm
Gaya geser	: 1717,17 KN

7.4.1.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $\frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} 3000 = 120 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \quad \text{ok}$
2. $120 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \quad \text{ok}$

Jadi, ketebalan *shear wall* 250 mm sudah memenuhi persyaratan.

7.4.1.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$1977,40 \text{ KN} < 0.83(25 \times 300) \frac{\sqrt{30}}{10}$$

$$1977,4 \text{ KN} < 3409,6 \text{ KN} \dots \text{Ok}$$

7.4.1.4 Penulangan Geser *Shear Wall*

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI-03-2847-2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu :

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{vc} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 25 \times 300 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$1977,40 \text{ KN} > 698,35 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
250 mm > 250 mm

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

7.4.1.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{53}{3} = 17,67 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 200 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{210 \times 200} = 0,0096$$

$$V_n = 250 \times 3000 \left[0,17\sqrt{30} + 0,0096 \times 240 \right] = 2421734,2 \text{ N}$$

$$V_n = 2421,73 \text{ KN}$$

$$V_u < V_n$$

$$1717,17 \text{ KN} < 2421,73 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

7.4.1.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{210 \times 200} = 0,0096 > 0.0025$$

7.4.1.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.1 : Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.

S pakai = 200 mm < 450 mm ok

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 : Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{3} = 1000 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

S pakai = 200 mm Ok

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 : Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{3} = \frac{3000}{3} = 2000 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

S pakai = 200 mm Ok

7.4.1.8 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0.2f'_c$. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'_c$$

$$\frac{22550,89 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 250 \times 3000^2} + \frac{9365,01 \times 10^3}{250 \times 3000} > 0.2 \times 30$$

$$72,62 \text{ MPa} > 6 \text{ MPa} \quad (\text{Butuh Komponen Batas})$$

$$c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{21,69}{53000} = 0.00041 < 0.007$$

$$As \text{ total} = 6031,86 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{6031,86 \times 240}{0.85 \times 30 \times 300} = 189,23 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{189,86}{0.764} = 144,57 \text{ mm}$$

$$189,76 \text{ mm} > \frac{6000}{600(0.007)}$$

$$189,76 \text{ mm} < 1428,57 \text{ mm} \quad (\text{tidak butuh komponen batas})$$

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.1lw)$ dan $c/2$

$$C - 0.1 Lw = 144,58 - 0.1(3000) = -155,42 \text{ mm}$$

$$C/2 = 144,58/2 = 72,28 \text{ mm}$$

Jadi komponen batas harus dipasang minimal sejauh 72,28 mm, untuk memudahkan pemasangan komponen batas dipasang hingga 100 mm

7.4.1.9 Penulangan Pada Komponen Batas

Digunakan tulangan transversal dengan diameter 16 mm untuk arah penulangan komponen batas

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(250 - 2x(40 + 16/2)))}{3} \right)$$

$$= 191 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Diambil $s = 150 \text{ mm}$

$$A_{xh} = \frac{0.09 \times s \times h_c \times f'c}{f_y} = \frac{0.09 \times 150 \times 154 \times 30}{240}$$

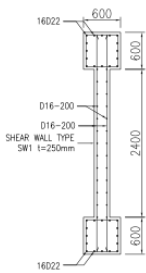
$$= 198 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2kakiD13 - 100

$$A_s = 265,46 \text{ mm}^2 > 198 \text{ mm}^2$$

7.4.1.10 Pengecekan Tulangan Dengan spColumn

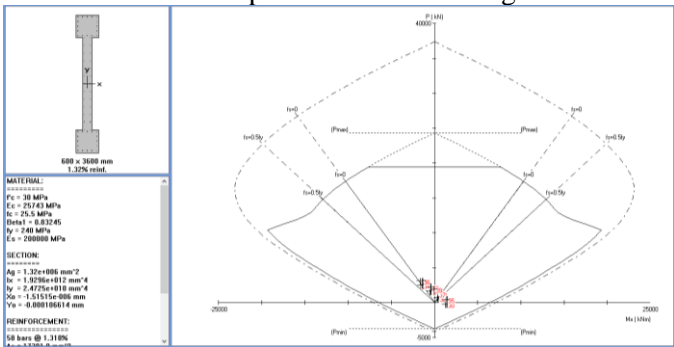
Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya – gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn. Pengeplotan gambar menggunakan program bantu Autocad yang disimpan dengan file .dxf yang kemudian diimport spColumn.



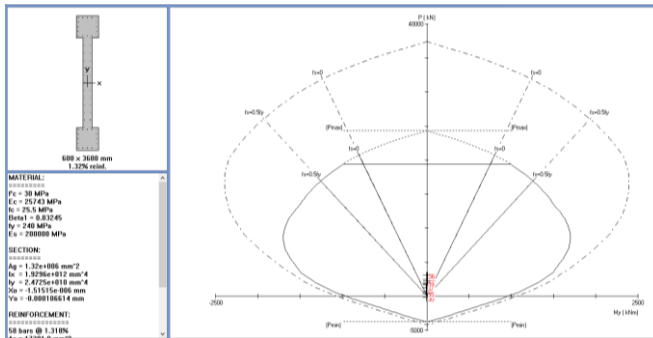
Gambar 7.42 Dinding Geser arah X

Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad.

Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut :

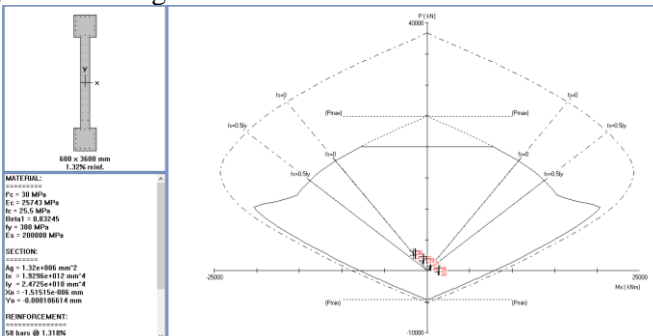


Gambar 7.43 Output spColumn Arah X

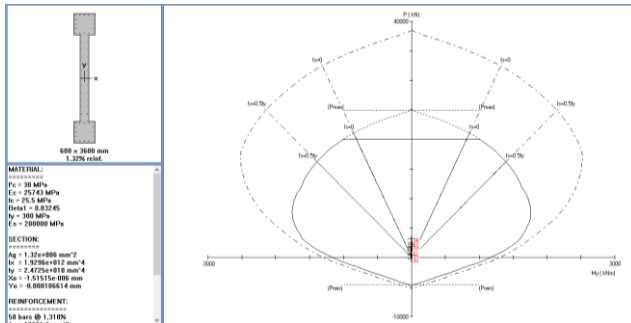


Gambar 7.44 Output spColumn Arah Y

Kombinasi beban dan momen maksimum yang bekerja pada dinding geser masih memenuhi ($\mu < \phi M_n$). Setelah itu di cek kondisi setelah tulangan mengalami leleh (setelah Mpr) dengan hasil sebagai berikut.



Gambar 7.45 Output spColumn (setelah Mpr) Arah X



Gambar 7.46 Output spColumn (setelah Mpr) Arah Y

7.4.2 Dinding Geser Arah Y

7.4.2.1 Dara Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 25 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 210 mm
Mutu tulangan (fy)	: 240 MPa
Mutu beton (f'c)	: 30 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm
Lebar dinding	: 600 cm

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial	: 9673,61KN
Momen	: 23898,47 KNm
Gaya geser	: 1581,26 KN

7.4.2.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

$$1. \frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} 6000 = 240 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \text{ ok}$$

2. 240 mm < 250 mm **ok**

Jadi, ketebalan *shear wall* 250 mm sudah memenuhi persyaratan.

7.4.2.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$1581,26 \text{ KN} < 0.83(25 \times 600) \frac{\sqrt{30}}{10}$$

$$1581,26 \text{ KN} < 3937 \text{ KN} \dots \text{Ok}$$

7.4.2.4 Penulangan Geser *Shear Wall*

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu :

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{vc} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 25 \times 600 \times \frac{\sqrt{30}}{10}$$

$$1581,26 \text{ KN} > 1396,69 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$250 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

7.4.2.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$Vu < \phi Vn$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{53}{6} = 8,833 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 200 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{210 \times 200} = 0,0096$$

$$Vn = 250 \times 6000 [0.17\sqrt{30} + 0.0096 \times 240] = 4843468,5 \text{ N}$$

$$Vn = 4843,47 \text{ KN}$$

$$Vu < Vn$$

$$1581,26 \text{ KN} < 4843,47 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

7.4.2.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{210 \times 200} = 0,0096 > 0.0025$$

7.4.2.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.1 : Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.
S pakai = 200 mm > 450 mm ok

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 : Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 1200 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

S pakai = 200 mm Ok

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 : Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = \frac{6000}{3} = 2000 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

S pakai = 200 mm Ok

7.4.2.8 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0.2f'_c$. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'_c$$

$$\frac{23898,47 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 250 \times 6000^2} + \frac{9673,61 \times 10^3}{250 \times 6000} > 0.2 \times 30$$

$$22,38 \text{ MPa} > 6 \text{ MPa} \quad (\text{Butuh Komponen Batas})$$

$$c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{22,88}{53000} = 0.00043 < 0.007$$

$$As \text{ total} = 12063,72 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{12063,72 \times 240}{0.85 \times 30 \times 600} = 189,23 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{189,23}{0.76} = 144,58 \text{ mm}$$

$$144,58 \text{ mm} > \frac{6000}{600(0.007)}$$

$$144,58 \text{ mm} < 1428,57 \text{ mm} \quad (\text{tidak butuh komponen batas})$$

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 03 2847 2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.1l_w)$ dan $c/2$

$$C - 0.1 L_w = 144,58 - 0.1(6000) = -455,42 \text{ mm}$$

$$C/2 = 144,58/2 = 72,29 \text{ mm}$$

Jadi komponen batas harus dipasang minimal sejauh 72,29 mm, untuk memudahkan pemasangan komponen batas dipasang hingga 100 mm

7.4.2.9 Penulangan Pada Komponen Batas

Digunakan tulangan transversal dengan diameter 2D13 mm untuk arah penulangan komponen batas

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 13 = 96 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(250 - 2x(40 + 13/2)))}{3} \right) \\ = 191 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 96 mm.

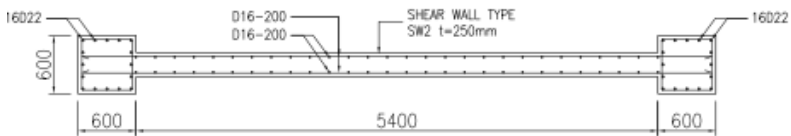
Diambil $s = 150 \text{ mm}$

$$A_{xh} = \frac{0.09 \times s \times h \times c \times f'_c}{f_y} = \frac{0.09 \times 100 \times 154 \times 30}{240} \\ = 198 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang kaki 2D13 - 100

$$A_s = 265,46 \text{ mm}^2 > 198 \text{ mm}^2$$

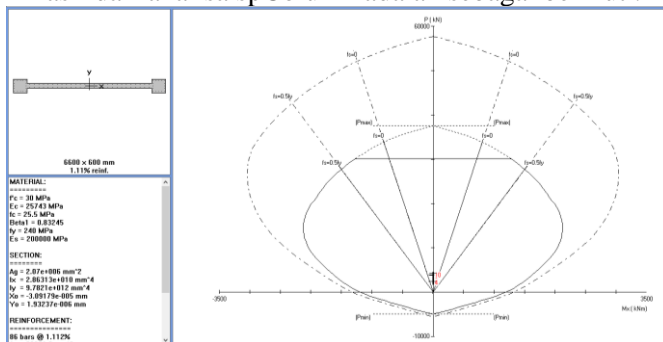
7.4.2.10 Pengecekan Tulangan Dengan spColumn



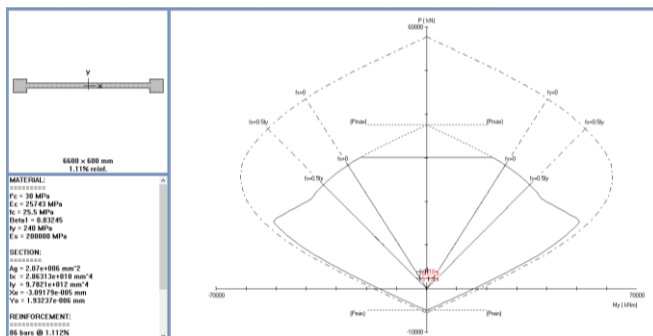
Gambar 7.47 Dinding Geser arah Y

Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad.

Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut :



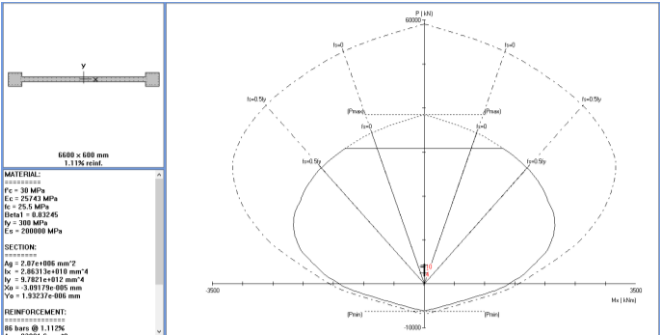
Gambar 7.48 Output spColumn Arah X



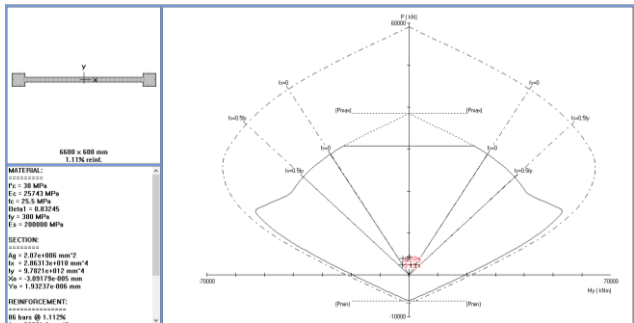
Gambar 7.49 Output spColumn Arah Y

Kombinasi beban dan momen maksimum yang bekerja pada dinding geser masih memenuhi ($M_u < \phi M_n$). Setelah itu di

cek kondisi setelah tulangan mengalami leleh (setelah Mpr)
dengan hasil sebagai berikut.



Gambar 7.50 Output spColumn (setelah Mpr) Arah X



Gambar 7.51 Output spColumn (setelah Mpr) Arah Y

Rekap tulangan pada Dinding Geser (Shear Wall) arah X dan Y :

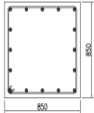
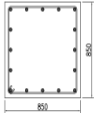
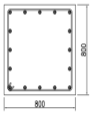
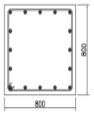
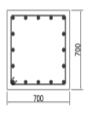
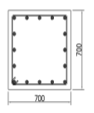
Tulangan Geser Vertikal : 2D16-200mm

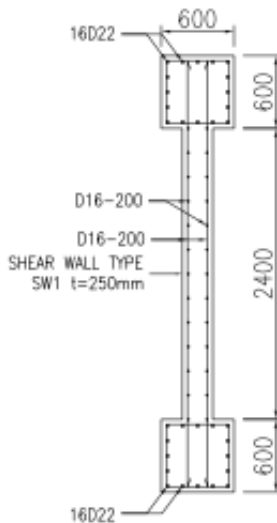
Tulangan Geser Horizontal : 2D16-200mm

Tulangan Komponen Batas : 2D13-150mm

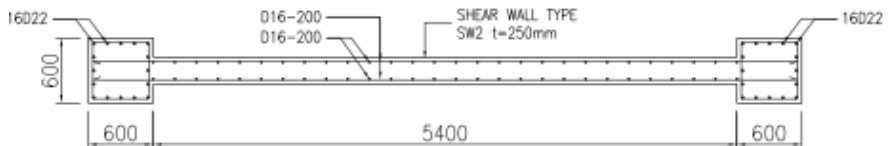
7.5 Rekapitulasi Penulangan Kolom dan Shear Wall

Tabel 7.4 Rekap Penulangan Kolom

TABEL PENULANGAN KOLOM						
KONDISI	K1		K2		K3	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
LANTAI 1 s/d LANTAI ATAP						
PENAMPANG KOLOM	850 mm x 850 mm	850 mm x 850 mm	800 mm x 800 mm	800 mm x 800 mm	700 mm x 700 mm	700 mm x 700 mm
TULANGAN	16 D25	16 D25	16 D25	16 D25	16 D22	16 D22
BEGEL	D13 - 100	D13 - 150	D13 - 100	D13 - 150	D13 - 100	D13 - 150



Gambar 7.52 Penulangan SW X



Gambar 7.53 Penulangan SW Y

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

BAB VIII

PERENCANAAN SAMBUNGAN

8.1 Umum

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit.

Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

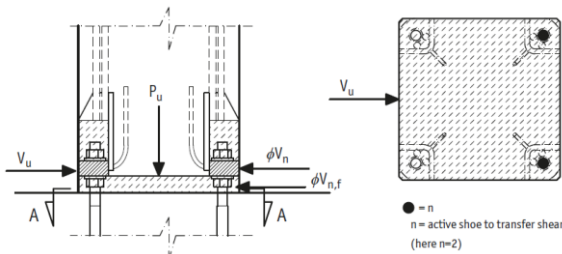
Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

8.2 Konsep Desain Sambungan

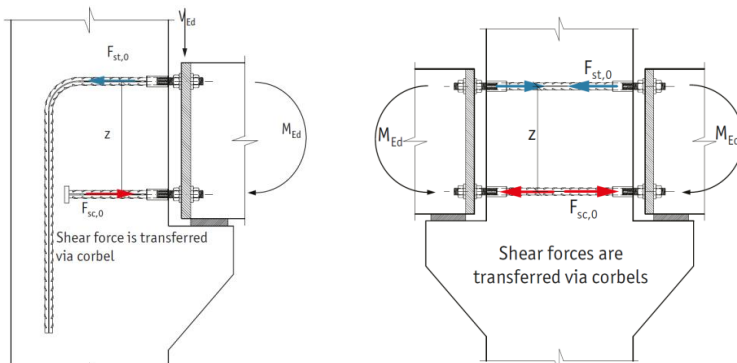
Konsep desain sambungan pada perencanaan Mercantile Tower ini adalah dengan menggunakan produk dari *Peikko Group*. Sambungan direncanakan dengan menggunakan *Anchor*

Bolt produk dari *Peikko* untuk menyalurkan tulangan antar elemen pracetak. Penyambungan digunakan dengan menggunakan sistem baut dan *coupler*.

Konsep penyaluran gaya dalam yang ada adalah dengan menggunakan gaya tarik maksimum yang dapat diterima oleh masing-masing profil sambungan yang ada dengan gaya aksial (kuat tarik) yang terjadi pada elemen pracetak seperti ilustrasi pada gambar berikut.



Gambar 8.1 Penyaluran Gaya Pada Sambungan Kolom

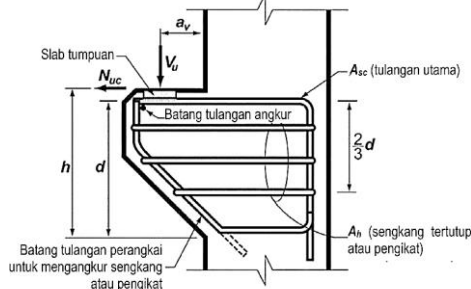


Gambar 8.2 Penyaluran Gaya Pada Sambungan Balok - Kolom

8.3 Perencanaan Sambungan Balok – Kolom

8.3.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar berikut ini:



Gambar 8.3 Geometrik konsol pendek

8.3.2 Konsol pada Kolom – Balok 45/70

➤ Data Perencanaan

$$V_u = 179,12 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 143,2 \text{ kN}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$\varnothing_s = 16 \text{ mm } (A_s = 380,13 \text{ mm}^2)$$

$$\varnothing_h = 13 \text{ mm } (A_s = 132,73 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Lebar konsol (b)} = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Linggi konsol (h)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi tepi konsol} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 300 = 150 \text{ mm}$$

$$d = h - d' - 0,5 \varnothing_s = 300 - 50 - 0,5 \times 16 = 242 \text{ mm}$$

➤ **Luas Pelat Landasan**

$$V_u = \emptyset \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{179,12 \times 10^{-3}}{0,85 \times 30 \times 0,75} = 9365,59 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan $450 \times 300 \text{ mm}^2 = 135000 \text{ mm}^2$ (tebal 15 mm)

➤ **Menentukan Luas Tulangan Geser Friksi**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{179,12}{0,75} = 238,82 \text{ kN} = 238822,67 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} 0,2 f_c' \times b_w \times d &= 0,2 \times 30 \times 450 \times 242 \\ &= 653400 \text{ N} < V_n \dots \text{OK} \\ 11 b_w d &= 11 \times 450 \times 252 \\ &= 1197900 \text{ N} < V_n \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\ &= \frac{238822}{240 \times 1,4} \\ &= 710,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

➤ **Luas Tulangan Lentur**

Digunakan perletakan sendi-rol dalam perencanaan konsol pendek yang mengijinkan adanya deformasi lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susur jangka pajang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4 akan digunakan N_{uc} minimum.

$$\begin{aligned} M_u &= V_{ua} \times a + N_{uc} (h-d) \\ &= (179117 \times 100) + (143202 \times (300-242)) \end{aligned}$$

$$= 26217416 \text{ Nmm} = 26,22 \text{ kNm}$$

$$A_{vf1} = \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times f_y \times d}$$

$$A_{vf1} = \frac{26217416}{0,85 \times 0,75 \times 240 \times 242} = 708,08 \text{ mm}^2$$

$$A_{vf2} = \frac{Vn}{\mu \times f_y} = \frac{238822}{1,4 \times 240} = 710,78 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai $A_{vf} = 708,08 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok A_s :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{143202}{0,75 \times 240} = 795,57 \text{ mm}^2$$

➤ **Pemilihan Tulangan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_{sc} = A_{vf} + A_n = 708,08 + 795,57 = 1503,65 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = \left(\frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 708,08}{3} \right) + 795,57 = 1267,62 \text{ mm}^2$$

$A_s = 1503,65 \text{ mm}^2$ menentukan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$\begin{aligned} A_h &= 0,5 (A_s - A_n) \\ &= 0,5 (1503,65 - 795,57) \\ &= 354,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan A_s 8D16 ($A_s = 1608,5 \text{ mm}^2$)

Dipakai tulangan A_h 3D13 ($A_h = 398,2 \text{ mm}^2$)

Dipasang sepanjang $(2/3)d = 161,3$ (vertikal)

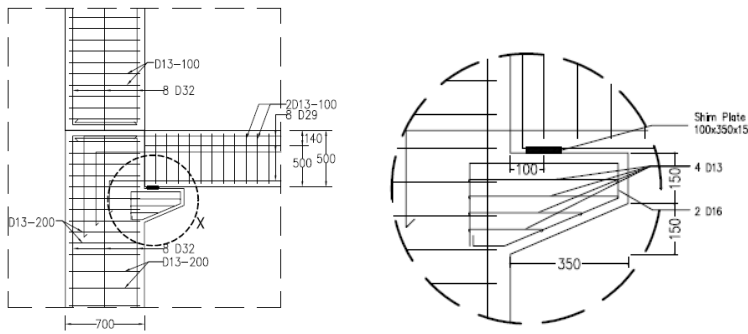
dengan spasi $100/2 = 50 \text{ mm}$.

8.3.3 Rekap Konsol Pendek

Konsol pendek digunakan pada sambungan balok induk ke kolom, selain itu juga digunakan pada sambungan balok induk ke balok anak dan balok anak ke balok anak dengan perhitungan yang sama seperti konsol pendek yang terletak pada kolom.

Tabel 8.1 Rekapitulasi Perhitungan Konsol Pendek Pada Kolom

Sambungan	Vu (kN)	Nu (kN)	Ukuran		Øs (mm)	Øh (mm)	Horizontal			Senggang		
			b (mm)	h (mm)			As (mm ²) perlu	As (mm ²) pakai	n (buah)	Ah (mm ²) perlu	Ah (mm ²) pakai	n (buah)
Kolom - BI 1	179.12	143.20	450	300	16	13	1503.65	1608.5	8	354.04	398.20	3
Kolom - BI 2	165.78	125.58	400	300	16	13	1342.14	1407.4	7	322.23	398.20	3



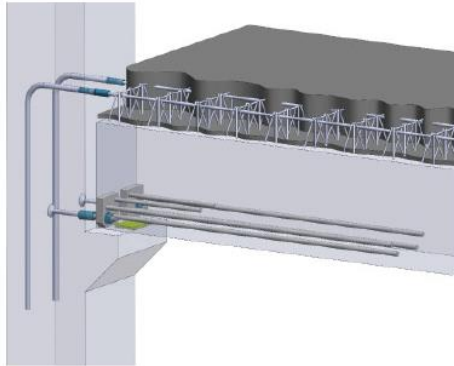
Gambar 8.4 Penulangan Konsol Pendek

8.3.4 Perhitungan Sambungan Balok – Kolom

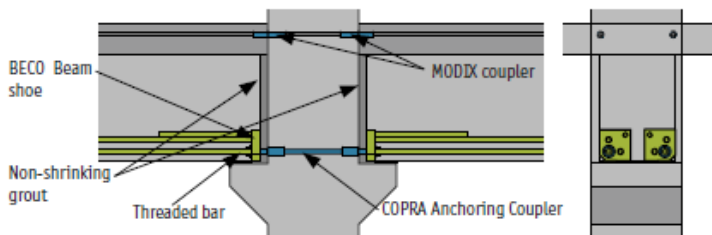
Sambungan balok dengan kolom memanfaatkan panjang penyaluran pada tulangan balok. Tulangan balok nantinya akan dijangkarkam ataupun dikaitkan ke dalam kolom. Diasumsikan panjang penyaluran menerima tekan dan tarik maka dihitung dalam dua kondisi yaitu tekan dan tarik.

Dalam perencanaan sambungannya menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu dengan menggunakan *Anchor-Bolt (Bolted-connection)*. Dalam perencanaan tulangan atas menggunakan *COPRA Anchoring Coupler* dan tulangan bawah menggunakan *BECO Beam Shoe* dengan penyaluran *COPRA*

Anchoring Coupler. Untuk kait standar juga menggunakan produk *peikko group* yang sesuai dengan perhitungan berikut.



Gambar 8.5 Single Sided Connection



Gambar 8.6 Double-sided Connections

8.3.4.1 Sambungan Balok 45/70 – Kolom **Penyaluran Tulangan Pada Balok Pracetak**

db = 29 mm
 As perlu = 1266.56 mm²
 As terpasang = 1981.56 mm²

- **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**
 Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{fy}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'_c}} = 100 \times \frac{29}{\sqrt{30}} = 529,46 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 29 = 232 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{fy}{400} = 529,46 \times \frac{240}{400} = 317,68 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 350 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 db = 12 \times 29 = 350 \text{ mm}$

➤ Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu untuk tulangan balok sebelum *overtopping* menggunakan *BECO Beam Shoe* dan pada kolom menggunakan *COPRA Anchoring Coupler*.

Analisa kekuatan sambungan pada sambungan dengan perbandingan gaya aksial maksimum (N_u) setelah tulangan leleh (setelah $M_{pr} 1,25 f_y$) yang harus lebih kecil dari kuat tarik aksial yang disyaratkan brosur *Peikko Group* sebagai berikut :

Tulangan bawah

$$A_{s_{pasang}} = 1981,56 \text{ mm}^2 \text{ (3D29)}$$

$$A_{s_{tulangan}} = 660,52 \text{ mm}^2$$

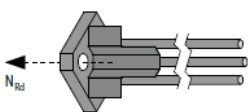
$$\begin{aligned} N_u (1,25 f_y) &= A_s \times f_y \times 1,25 \\ &= 660,52 \times 240 \times 1,25 \\ &= 198156 \text{ N} = 198,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{Rd} = 220 \text{ kN (kuat tarik maksimum profil)}$$

$$N_u < N_{Rd} \dots \text{OK}$$

Tulangan bawah menggunakan profil **BECO 30H** dan **COPRA 30H-P12-700(350)**

Beam Shoe	Anchoring Coupler	N_{Rd} [kN]
BECO 16H	COPRA 16H-...*	62
BECO 20H	COPRA 20H-...*	96
BECO 24H	COPRA 24H-...*	139
BECO 30H	COPRA 30H-...*	220
BECO 39H	COPRA 39H-...*	383
BECO 30P	COPRA 30P-...*	299
BECO 36P	COPRA 36P-...*	436
BECO 39P	COPRA 39P-...*	521
BECO 45P	COPRA 45P-...*	697
BECO 52P	COPRA 52P-...*	938



Gambar 8.7 Gaya Aksial Maksimum (N_{Rd}) Profil
Sumber : *Peikko Group (Beco Beam Shoe Table 2)*

Penyaluran Tulangan Pada Overtopping

$$A_{s_{pasang}} = 2642,08 \text{ mm}^2 \text{ (4D29)}$$

$$A_{s_{tulangan}} = 660,52 \text{ mm}^2$$

➤ Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{29}{\sqrt{30}} = 529,46 \text{ mm}$$

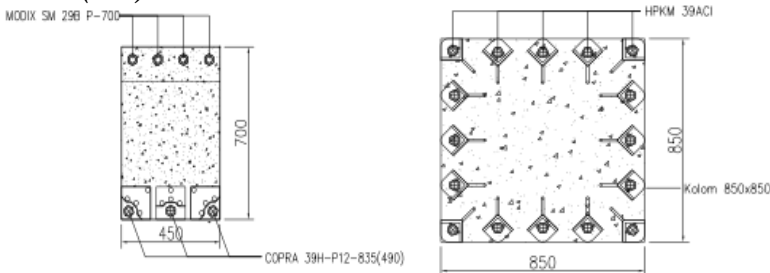
$$l_{dh} \geq 8 \times 29 = 232 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400} = 529,46 \times \frac{240}{400} = 317,68 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

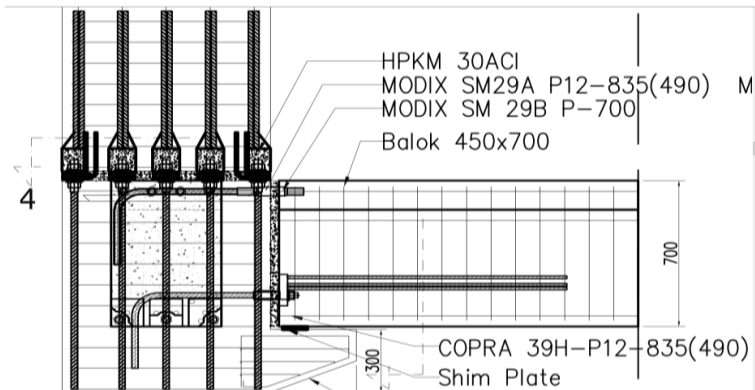
Maka dipakai $l_{dh} = 350 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 d_b = 350 \text{ mm}$.

➤ Pemilihan Profil Sambungan

Pada sambungan tulangan di bagian *overtopping* balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Coupler*. Profil yang digunakan adalah **MODIX Coupler SM29A P12-700(350) -- PM29 -- SM29B P-1400**.



Gambar 8.8 Potongan Balok 45x70cm dan Kolom 85x85cm



Gambar 8.9 Sambungan 45x70cm dan Kolom 85x85cm

8.3.4.2 Sambungan Balok 40/60 – Kolom Tulangan Pada Balok Pracetak

db = 29 mm

As perlu = 859,83 mm²

As terpasang = 1981,56 mm²

➤ **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{29}{\sqrt{30}} = 529,46 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 29 = 232 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400} = 529,46 \times \frac{240}{400} = 317,68 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 350 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 d_b = 350 \text{ mm}$.

➤ **Pemilihan Profil Sambungan**

Sambungan menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu untuk tulangan balok sebelum *overtopping* menggunakan *BECO Beam Shoe* dan pada kolom menggunakan *COPRA Anchoring Coupler*.

Analisa kekuatan sambungan pada sambungan dengan perbandingan gaya aksial maksimum (N_u) setelah tulangan leleh (setelah $M_{pr} 1,25 f_y$) yang harus lebih kecil dari kat tarik aksial yang disyaratkan brosur *Peikko Group* sebagai berikut :

Tulangan bawah

$$A_{s_{pasang}} = 1981,56 \text{ mm}^2 \text{ (3D29)}$$

$$A_{s_{tulangan}} = 660,52 \text{ mm}^2$$

$$N_u (1,25 f_y) = A_s \times f_y \times 1,25$$

$$= 660,52 \times 240 \times 1,25$$

$$= 198156 \text{ N} = 198,16 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 220 \text{ kN (kuat tarik maksimum profil)}$$

$$N_u < N_{rd} \dots \text{OK}$$

Tulangan bawah menggunakan profil **BECO 30H dan COPRA 30H-P12-700(350)**

Penyaluran Tulangan Pada Overtopping

$$A_{s_{\text{pasang}}} = 1963,5 \text{ mm}^2 \text{ (4D25)}$$

$$A_{s_{\text{tulangan}}} = 660,52 \text{ mm}^2$$

➤ **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{fy}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'_c}} = 100 \times \frac{29}{\sqrt{30}} = 529,46 \text{ mm}$$

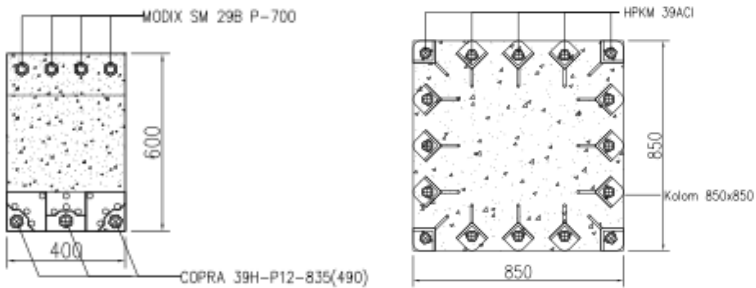
$$l_{dh} \geq 8 \times 29 = 232 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{fy}{400} = 529,46 \times \frac{240}{400} = 317,68 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

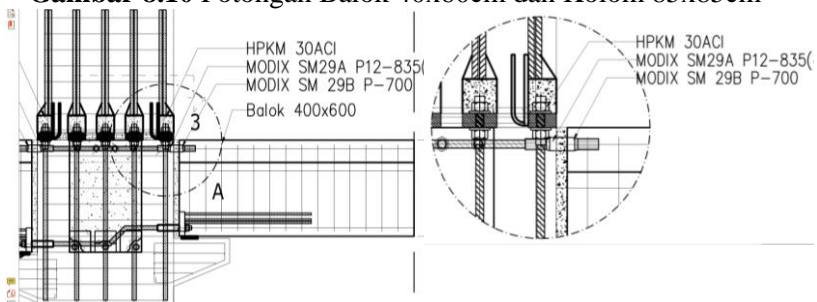
Maka dipakai $l_{dh} = 350 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 d_b = 350 \text{ mm}$.

➤ **Pemilihan Profil Sambungan**

Pada sambungan tulangan di bagian *overtopping* balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Coupler*. Profil yang digunakan adalah **MODIX Coupler SM29A P12-700(350) -- PM29 -- SM29B P-1200**.



Gambar 8.10 Potongan Balok 40x60cm dan Kolum 85x85cm

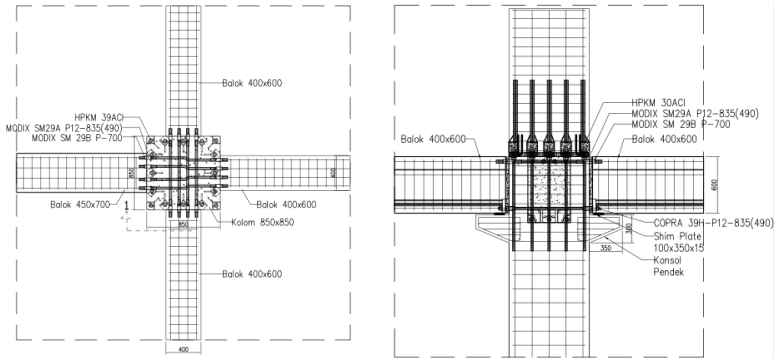


Gambar 8.11 Sambungan Balok 40x60cm dan Kolum 85x85cm

8.3.4.3 Double-sided Connections Balok 40/60 – Balok 40/60

➤ Pemilihan Profil Sambungan

- Tulangan bawah menggunakan profil **BECO 30H** dan **COPRA 30H-D850** untuk kolom 85x85 cm, **COPRA 30H-D800** untuk kolom 80x80 cm dan **COPRA 30H-D700** untuk kolom 70x70 cm
- Pada sambungan tulangan di bagian *overlapping* profil yang digunakan adalah **MODIX Coupler SM29A D-850--SM29B L-1200** untuk kolom 85x85 cm, **MODIX Coupler SM29A D-800 -- SM29B L-1200** untuk kolom 80x80 cm dan **MODIX Coupler SM29A D-700--SM29B L-1200** untuk kolom 70x70 cm.

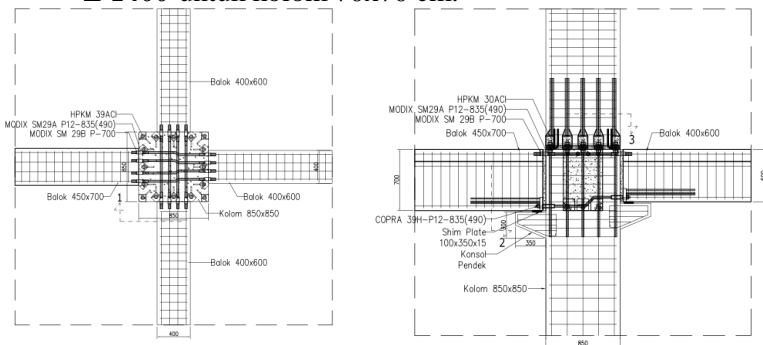


Gambar 8.12 Double-sided Connection BI.2

8.3.4.4 Double-sided Connections Balok 45/70 – Balok 40/60

➤ Pemilihan Profil Sambungan

- Tulangan bawah menggunakan profil **BECO 30H** dan **COPRA 30H-D850** untuk kolom 85x85 cm, **COPRA 30H-D800** untuk kolom 80x80 cm dan **COPRA 30H-D700** untuk kolom 70x70 cm
- Pada sambungan tulangan di bagian *overlapping* profil yang digunakan adalah **MODIX Coupler SM29A D-850--SM29B L-1400** untuk kolom 85x85 cm, **MODIX Coupler SM29A D-800--SM29B L-1400** untuk kolom 80x80 cm dan **MODIX Coupler SM29A D-700--SM29B L-1400** untuk kolom 70x70 cm.



Gambar 8.13 Double-sided Connection BI.1 – BI.2

8.4 Perencanaan Sambungan Balok Anak – Balok Induk dan Balok Anak – Balok Anak

Penyaluran Tulangan Pada Balok Anak Pracetak

$$db = 22 \text{ mm}$$

$$As \text{ perlu} = 342,72 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ terpasang} = 760,27 \text{ mm}^2$$

➤ Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{22}{\sqrt{30}} = 401,66 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400} = 401,66 \times \frac{240}{400} = 240,99 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 240,99 \approx 250 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar 12 db = 264 mm $\approx 270 \text{ mm}$

➤ Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu untuk tulangan balok sebelum *overtopping* menggunakan *BECO Beam Shoe* dan pada kolom menggunakan *COPRA Anchoring Coupler*.

Analisa kekuatan sambungan pada sambungan dengan perbandingan gaya aksial maksimum (Nu) setelah tulangan

leleh (setelah $M_{pr} 1,25 f_y$) yang harus lebih kecil dari kat tarik aksial yang disyaratkan brosur *Peikko Group* sebagai berikut :

Penyaluran Tulangan bawah

$$A_{s_{pasang}} = 760,27 \text{ mm}^2 \text{ (2D22)}$$

$$A_{s_{tulangan}} = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} N_u (1,25 f_y) &= A_s \times f_y \times 1,25 \\ &= 380,13 \times 240 \times 1,25 \\ &= 114040 \text{ N} = 114,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{Rd} = 139 \text{ kN (kuat tarik maksimum profil)}$$

$$N_u < N_{Rd} \dots \text{OK}$$

Tulangan bawah menggunakan profil ***BECO 24H dan COPRA 24H-P12-520(250)***

Penyaluran Tulangan Pada Overtopping

$$A_{s_{pasang}} = 1140,4 \text{ mm}^2 \text{ (3D22)}$$

$$A_{s_{tulangan}} = 380,13 \text{ mm}^2$$

➤ **Penampang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{22}{\sqrt{30}} = 401,66 \text{ mm}$$

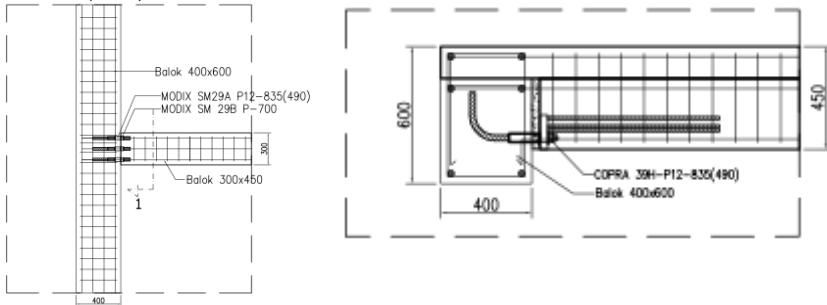
$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400} = 401,66 \times \frac{240}{400} = 240,99 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 240,99 \approx 250 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 d_b = 264 \text{ mm} \approx 270 \text{ mm}$

➤ Pemilihan Profil Sambungan

Pada sambungan tulangan di bagian *overtopping* balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Coupler*. Profil yang digunakan adalah **MODIX Coupler SM22A P12-520(250)--SM22B P-900**.



Gambar 8.14 Sambungan Balok Anak – Balok Induk

8.5 Perencanaan Sambungan Pelat Lantai – Balok

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat sebagai berikut :

$$d_b = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Arah X – As perlu} : 249,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{As terpasang} : 398,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Arah Y – As perlu} : 249,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{As terpasang} : 265,5 \text{ mm}^2$$

➤ Penyaluran Arah X

- Kondisi tarik

$$\ell_d \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha\beta \leq 1,7, \dots \text{SNI 2847: 2013 Pasal 12.2.4}$$

Dengan :

$$\alpha : \text{faktor lokasi penulangan} = 1$$

β : faktor pelapis = 1

λ : faktor beton normal = 1

$$\frac{\ell_d}{13} = \frac{12 \times 240 \times 1 \times 1 \times 1}{25\sqrt{30}}$$

$$\ell_d = 273,42 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 280 \text{ mm}$

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha\beta \leq 1,7 \dots \dots \text{SNI 2847: 2013 Pasal 12.2.4}$$

$$\ell_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$\ell_d \geq 0,043 d_b f_y$$

$$\geq 0,043 \times 13 \times 240 = 134,16 \text{ mm}$$

$$\ell_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f_c'}} = \frac{13 \times 240}{4 \times \sqrt{30}} = 142,41 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 142,41 \times \frac{249,5}{265,46} = 89,23 \text{ mm (NOT OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 200 \text{ mm}$

➤ Penyaluran Arah Y

- Kondisi tarik

$$\ell_d \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha\beta \leq 1,7 \dots \dots \text{SNI 2847: 2013 Pasal 12.2.4}$$

Dengan :

α : faktor lokasi penulangan = 1

β : faktor pelapis = 1

λ : faktor beton normal = 1

$$\frac{\ell_d}{13} = \frac{12 \times 240 \times 1 \times 1 \times 1}{25\sqrt{30}}$$

$$\ell_d = 273,42 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 280 \text{ mm}$

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha \beta \leq 1,7 \dots \dots \text{SNI 2847: 2013 Pasal 12.2.4}$$

$$\ell_d \geq 200 \text{ mm}$$

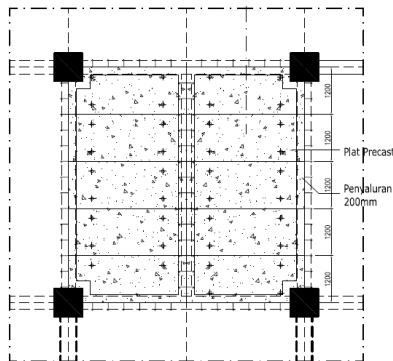
$$\ell_d \geq 0,043 d_b f_y$$

$$\geq 0,043 \times 13 \times 240 = 134,16 \text{ mm}$$

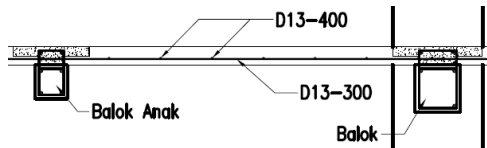
$$\ell_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f_c'}} = \frac{13 \times 240}{4 \times \sqrt{30}} = 142,41 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 142,41 \times \frac{249,5}{265,46} = 133,85 \text{ mm (NOT OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 200 \text{ mm}$



Gambar 8.15 Penyaluran Pelat Pracetak Segmental



Gambar 8.16 Sambungan Pelat – Balok

8.6 Perencanaan Sambungan Tangga – Balok

8.6.1 Tangga Lt 1-2 – Balok

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada tangga sebagai berikut :

$$d_b = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Arah X – As perlu} : 1649,29 \text{ mm}^2$$

$$\text{As terpasang} : 1725,52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Arah Y – As perlu} : 227 \text{ mm}^2$$

$$\text{As terpasang} : 265,5 \text{ mm}^2$$

➤ Penyaluran Arah X

- Kondisi tarik

$$\ell_d \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha\beta \leq 1,7 \dots \dots \text{SNI 2847 : 2013 Pasal 12.2.4}$$

Dengan :

$$\alpha : \text{faktor lokasi penulangan} = 1$$

$$\beta : \text{faktor pelapis} = 1$$

$$\lambda : \text{faktor beton normal} = 1$$

$$\frac{\ell_d}{13} = \frac{12 \times 240 \times 1 \times 1 \times 1}{25\sqrt{30}}$$

$$\ell_d = 273,42 \text{ mm (OK)}$$

$$\text{Dipakai } \ell_d = 280 \text{ mm}$$

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c'}}$$

$\alpha\beta \leq 1,7$SNI 2847: 2013Pasal 12.2.4

$$\ell_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$\ell_d \geq 0,043 d_b f_y$$

$$\geq 0,043 \times 13 \times 240 = 134,16 \text{ mm}$$

$$\ell_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f_c'}} = \frac{13 \times 240}{4 \times \sqrt{30}} = 142,41 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 142,41 \times \frac{1649,29}{1725,52} = 136,1 \text{ mm (NOT OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 200 \text{ mm}$

➤ Penyaluran Arah Y

- Kondisi tarik

$$\ell_d \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c'}}$$

$\alpha\beta \leq 1,7$SNI 2847: 2013Pasal 12.2.4

Dengan :

α : faktor lokasi penulangan = 1

β : faktor pelapis = 1

λ : faktor beton normal = 1

$$\frac{\ell_d}{12} = \frac{12 \times 240 \times 1 \times 1 \times 1}{25\sqrt{30}}$$

$$\ell_d = 273,42 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 280 \text{ mm}$

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c'}}$$

$\alpha\beta \leq 1,7$SNI 2847: 2013 Pasal 12.2.4

$$\ell_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$\ell_d \geq 0,043 d_b f_y$$

$$\geq 0,043 \times 12 \times 240 = 134,16 \text{ mm}$$

$$\ell_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f_c'}} = \frac{13 \times 240}{4 \times \sqrt{30}} = 142,41 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 142,41 \times \frac{227}{265,46} = 121,78 \text{ mm (NOT OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 200 \text{ mm}$

8.6.2 Tangga Lantai 3-15 – Balok

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada tangga sebagai berikut :

$$d_b = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Arah X – As perlu} : 1232,58 \text{ mm}^2$$

$$\text{As terpasang} : 1327,32 \text{ mm}^2$$

$$\text{Arah Y – As perlu} : 227 \text{ mm}^2$$

$$\text{As terpasang} : 265,5 \text{ mm}^2$$

➤ Penyaluran Arah X

- Kondisi tarik

$$\text{Dipakai } \ell_d = 2800 \text{ mm}$$

- Kondisi tekan

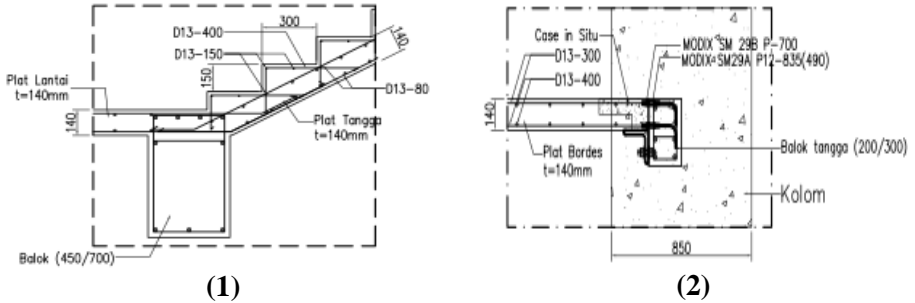
$$\text{Dipakai } \ell_d = 200 \text{ mm}$$

➤ Penyaluran Arah Y

- Kondisi tarik

$$\text{Dipakai } \ell_d = 280 \text{ mm}$$

- Kondisi tekan
Dipakai $\ell_d = 200 \text{ mm}$



Gambar 8.17 (1) Sambungan Pelat Tangga ke Balok
(2) Sambungan Pelat Tangga ke Balok Bordes

8.7 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom

Perencanaan sambungan antar kolom memiliki konsep yang hampir sama dengan sambungan balok ke kolom yaitu dengan menggunakan *bolt-connection*. Produk dari *Peikko Group* yang digunakan adalah *HPKM Column Shoe* untuk sambungan bagian bawah kolom dan *HPM Rebar Anchor Bolt* untuk sambungan bagian atas kolom.

8.7.1 Sambungan Kolom Sejenis

➤ Penyaluran Tulangan Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\begin{aligned}
 \ell_d &= \left(\frac{f_y}{1,7\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \\
 &= \left(\frac{240}{1,7 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{30}} \right) \times 25 \\
 &= 850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$\ell_d > 300 \text{ mm}$ OK

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $\ell_d = 850 \text{ mm}$

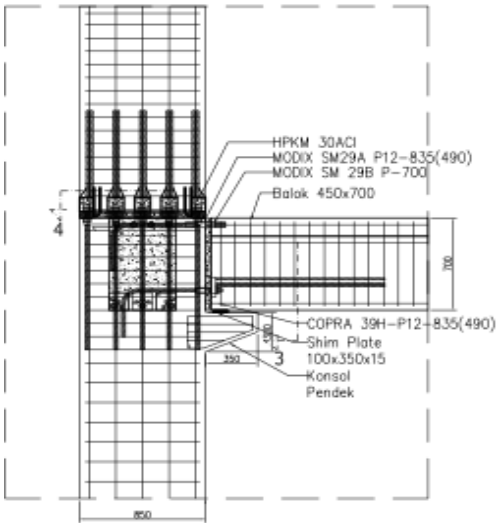
➤ Pemilihan Profil Sambungan

$As_{pasang} = 7853,98 \text{ mm}^2 \text{ (16D25)}$
 $As_{tulangan} = 490,87 \text{ mm}^2$
 $Pu \text{ (1,25 fy)} = As \times fy \times 1,25$
 $= 490,87 \times 240 \times 1,25$
 $= 147262 \text{ N} = 147,26 \text{ kN}$
 $\varnothing Pn = 224 \text{ kN (kuat tarik maksimum profil)}$
 $Pu < \varnothing Pn \dots \text{OK}$

Pada sambungan tulangan antar kolom 85x85 cm menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu **HPKM 30 ACI** dan **HPM 30 ACI ASTM**.

Tabel 8.2 Rekapitulasi Sambungan Kolom Sejenis

Kolom (cm)	Penyaluran (mm)	Øb (mm)	As (mm ²)	n (buah)	As (mm ²) pakai	Pu (kN)	ØPn (kN)	HPKM	HPM
85 x 85	850	25	490.8739	16	7853.982	147.2622	224	30 ACI	30 ACI ASTM
80 x 80	850	25	490.8739	16	7853.98	147.2622	224	30 ACI	30 ACI ASTM
70 x 70	750	22	380.1327	16	6082.123	114.0398	141	24 ACI	24 ACI ASTM
60 x 60	750	22	380.1327	16	6082.123				



Gambar 8.18 Sambungan Kolom K1 – K1

8.7.2 Sambungan Kolom Dimensi Berbeda

Perencanaan sambungan antar kolom dengan dimensi yang berbeda antar kolom 85x85cm – 80x80cm dan 80x80cm – 70x70cm menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *HPKM Column Shoe* untuk sambungan bagian bawah kolom dan *MODIX RM Anchor Bolt(reduction Coupler)* untuk pengecilan di bagian atas kolom dan menggunakan *HPM Rebar Anchor Bolt* untuk sambungan antar kolom.

Tabel 8.3 Rekapitulasi Sambungan Kolom Dimensi Berbeda

Kolom (cm)	Penyaluran (mm)	Øb (mm)	n (buah)	Pu (kN)	ØPn (kN)	HPKM	RM	HPM
85 x 85	850	25	16	147.26	224	30 ACI		30 ACI
80 x 80	850	25	16	147.26	224	30 ACI	RM	ASTM
70 x 70	750	22	16	114.04	141	24 ACI	25/22	24 ACI
60 x 60	750	22	16	114.04	141	24 ACI		ASTM

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

BAB IX

PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

9.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 9.1 Beban Pada K1 Saat Service (Tipe 1)

Kombinasi	Hx	Hy	P	MX	MY
	ton	ton	ton	tonm	tonm
1D + 1L	5.88	2.91	676.80	3.80	7.84
S 1D + 0.7Ey Max	4.51	9.31	556.58	38.12	6.03
S 1D + 0.7Ex Max	6.41	2.18	559.24	2.85	15.54
S 1D + 0.75L + 0.525Ey Max	5.55	7.72	648.36	29.55	7.41
S 1D + 0.75L + 0.525Ex Max	6.97	2.74	650.36	3.57	14.54
S 1D + 0.75 L	5.53	2.73	645.94	3.56	7.37
S 1D	4.48	2.17	553.34	2.83	5.98
S 0.6D + 0.7Ey Max	2.72	8.70	391.78	37.29	3.64
S 0.6D + 0.7Ex Max	4.62	1.31	337.91	1.72	13.15

Tabel 9.2 Beban Pada SW Y + 4K1 Saat Service (Tipe 2)

Kombinasi	Hx	Hy	P	MX	MY
	ton	ton	ton	tonm	tonm
1D + 1L	0.00	0.00	3010.72	0.00	-0.01
S 1D + 0.7Ey Max	0.11	39.44	2918.54	170.77	0.07
S 1D + 0.7Ex Max	120.03	1.25	3369.81	1.62	57.27
S 1D + 0.75L + 0.525Ey Max	0.08	29.58	3188.35	128.08	0.05
S 1D + 0.75L + 0.525Ex Max	90.02	0.94	3526.80	1.22	42.95
S 1D + 0.75 L	0.00	0.00	2887.33	0.00	-0.01
S 1D	0.00	0.00	2517.19	0.00	-0.01
S 0.6D + 0.7Ey Max	0.11	39.44	1911.66	170.77	0.07
S 0.6D + 0.7Ex Max	120.03	1.25	2362.93	1.62	57.27

Tabel 9.3 Beban Pada SW X + K1 Saat Service (Tipe 3)

Kombinasi	Hx	Hy	P	MX	MY
	ton	ton	ton	tonm	tonm
1D + 1L	9.30	4.58	963.42	-2.14	12.31
S 1D + 0.7Ey Max	7.44	129.94	2211.50	69.53	9.81
S 1D + 0.7Ex Max	10.22	4.61	850.78	-1.50	24.38
S 1D + 0.75L + 0.525Ey Max	8.95	99.09	1971.45	51.39	11.82
S 1D + 0.75L + 0.525Ex Max	11.04	5.10	950.91	-1.89	22.75
S 1D + 0.75 L	8.77	4.33	927.43	-2.03	11.61
S 1D	7.19	3.59	819.47	-1.70	9.53
S 0.6D + 0.7Ey Max	4.56	128.50	1883.71	70.21	6.00
S 0.6D + 0.7Ex Max	7.34	3.18	522.99	-0.83	20.57

9.3 Kriteria Design

9.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-800 (*concrete cube compressive strength is 800 kg/cm² at 28 days*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- *Outside Diameter (D)* : 800 mm
- *Wall Thickness* : 120 mm
- *Class* : C
- *Concrete Cross Section* : 2564 cm²
- *Unit Weight* : 641 kg/m
- *Length* : 6-24 m
- *Bending momen crack* : 40,70 tm
- *Bending momen ultimate* : 63,6 tm
- *Allowable axial Load* : 415 ton

9.3.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Mercantile Tower Surabaya adalah data tanah pembangunan Pembangunan Jalan Tol Surabaya - Gresik hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Departemen teknik sipil ITS Surabaya.

9.3.3 Daya Dukung

9.3.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

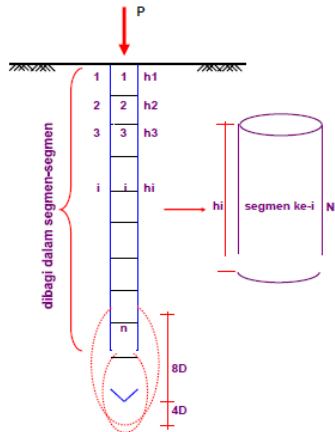
Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
 - b. $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o) \text{ untuk } P_o < 7.5 \text{ ton}$$

$$N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o) \text{ untuk } P_o > 7.5 \text{ ton}$$

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut



Gambar 9.1 Pembagian segmen tiang pancang

$$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana:

C_{li} = hambatan geser tiang pada segmen i

C_{li} = f_{si}

A_{si} = Luas selimut tiang

O_i = keliling tiang

C_n = 40 N

Harga N merupakan rata-rata $N/2$ 4D dibawah ujung sampai 8D diatas ujung tiang.

$$C_{li} = f_{si} = 2$$

Sehingga:

$$P_{ult \text{ tiang}} = 40 \text{ N} \cdot A_{ujung} + \sum (N_i/2) \cdot A_{si}$$

$$P_{ijin \text{ tiang}} = P_{ult}/SF, \text{ dengan } SF = 2$$

Tabel 9.4 Daya Dukung Tanah

Depth (m)	N (bl/ft)	L/P	N >15sand	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	po (ton/m ²)	N Corr	N rata2 ujung	Qujung (ton)	fsi (ton/m ²)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
0	0	L	0	1,67	0,67	0,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0	L	0	1,67	0,67	1,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0	L	0	1,67	0,67	2,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0	L	0	1,67	0,67	2,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0	L	0	1,67	0,67	3,35	0,00	0,20	3,99	0,00	0,00	0,00	3,99	1,33
5	0	L	0	1,67	0,67	4,02	0,00	0,38	7,65	0,00	0,00	0,00	7,65	2,55
6	1	L	1	1,67	0,67	4,69	1,39	0,55	11,02	0,70	1,75	1,75	12,76	4,25
7	1	L	1	1,67	0,67	5,36	1,27	0,70	14,12	0,64	1,60	3,35	17,46	5,82
8	1	L	1	1,67	0,67	6,03	1,17	0,85	16,99	0,59	1,47	4,82	21,81	7,27
9	1	L	1	1,73	0,73	6,76	1,08	0,99	19,81	0,54	1,36	6,18	25,99	8,66
10	1	L	1	1,73	0,73	7,49	1,00	1,12	22,59	0,50	1,26	7,43	30,02	10,01
11	1	L	1	1,73	0,73	8,22	0,98	1,06	21,31	0,49	1,23	8,67	29,98	9,99
12	1	L	1	1,73	0,73	8,95	0,96	1,01	20,34	0,48	1,21	9,88	30,22	10,07
13	1	L	1	1,73	0,73	9,69	0,95	1,11	22,23	0,47	1,19	11,07	33,31	11,10
14	1	L	1	1,73	0,73	10,42	0,93	1,21	24,31	0,47	1,17	12,24	36,55	12,18
15	2	L	2	1,73	0,73	11,15	1,83	1,32	26,53	0,92	2,30	14,55	41,08	13,69
16	2	L	2	1,73	0,73	11,88	1,80	1,55	31,22	0,90	2,27	16,81	48,04	16,01
17	2	L	2	1,74	0,74	12,62	1,77	2,03	40,78	0,89	2,23	19,04	59,82	19,94
18	3	L	3	1,74	0,74	13,36	2,62	2,86	57,47	1,31	3,29	22,33	79,80	26,60
19	5	L	5	1,74	0,74	14,10	4,29	3,91	78,69	2,15	5,39	27,72	106,41	35,47
20	8	L	8	1,74	0,74	14,84	6,76	5,41	108,72	3,38	8,49	36,22	144,94	48,31
21	10	L	10	1,74	0,74	15,58	8,32	7,23	145,27	4,16	10,45	46,67	191,94	63,98

22	15	L	15	1,74	0,74	16,32	12,29	9,24	185,85	6,14	15,44	62,11	247,97	82,66
23	18	L	18	1,74	0,74	17,07	14,53	11,33	227,86	7,26	18,25	80,37	308,22	102,74
24	20	L	20	1,74	0,74	17,81	15,90	13,37	268,78	7,95	19,98	100,35	369,13	123,04
25	22	L	22	1,74	0,74	18,54	17,24	15,23	306,24	8,62	21,66	122,02	428,26	142,75
26	24	L	24	1,74	0,74	19,28	18,54	16,94	340,59	9,27	23,30	145,31	485,91	161,97
27	26	L	26	1,74	0,74	20,02	19,80	18,15	364,87	9,90	24,88	170,20	535,07	178,36
28	27	L	27	1,74	0,74	20,76	20,28	19,10	384,02	10,14	25,48	195,68	579,70	193,23
29	28	L	28	1,74	0,74	21,50	20,74	20,43	410,84	10,37	26,07	221,75	632,58	210,86
30	29	L	29	1,74	0,74	22,23	21,19	20,65	415,28	10,60	26,63	248,38	663,66	221,22
31	35	L	35	1,74	0,74	22,97	25,24	21,02	422,54	12,62	31,71	280,09	702,64	234,21
32	44	P	26	1,74	0,74	23,71	18,79	23,14	465,22	3,76	9,44	289,54	754,75	251,58
33	50	P	30	1,75	0,75	24,46	21,07	25,13	505,25	4,21	10,59	300,13	805,37	268,46
34	50	L	50	1,75	0,75	25,21	34,66	26,99	542,70	17,33	43,55	343,68	886,38	295,46
35	50	L	50	1,75	0,75	25,95	34,21	28,25	568,07	17,11	43,00	386,67	954,74	318,25
36	50	L	50	1,75	0,75	26,70	33,78	28,41	571,29	16,89	42,45	429,13	1000,42	333,47
37	45	L	45	1,75	0,75	27,45	30,03	28,98	582,77	15,01	37,73	466,86	1049,63	349,88
38	40	L	40	1,75	0,75	28,20	26,36	28,82	579,53	13,18	33,12	499,98	1079,51	359,84
39	35	L	35	1,75	0,75	28,95	22,78	27,85	559,97	11,39	28,63	528,61	1088,59	362,86
40	31	L	31	1,75	0,75	29,69	19,94	26,58	534,38	9,97	25,05	553,67	1088,05	362,68

Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut :

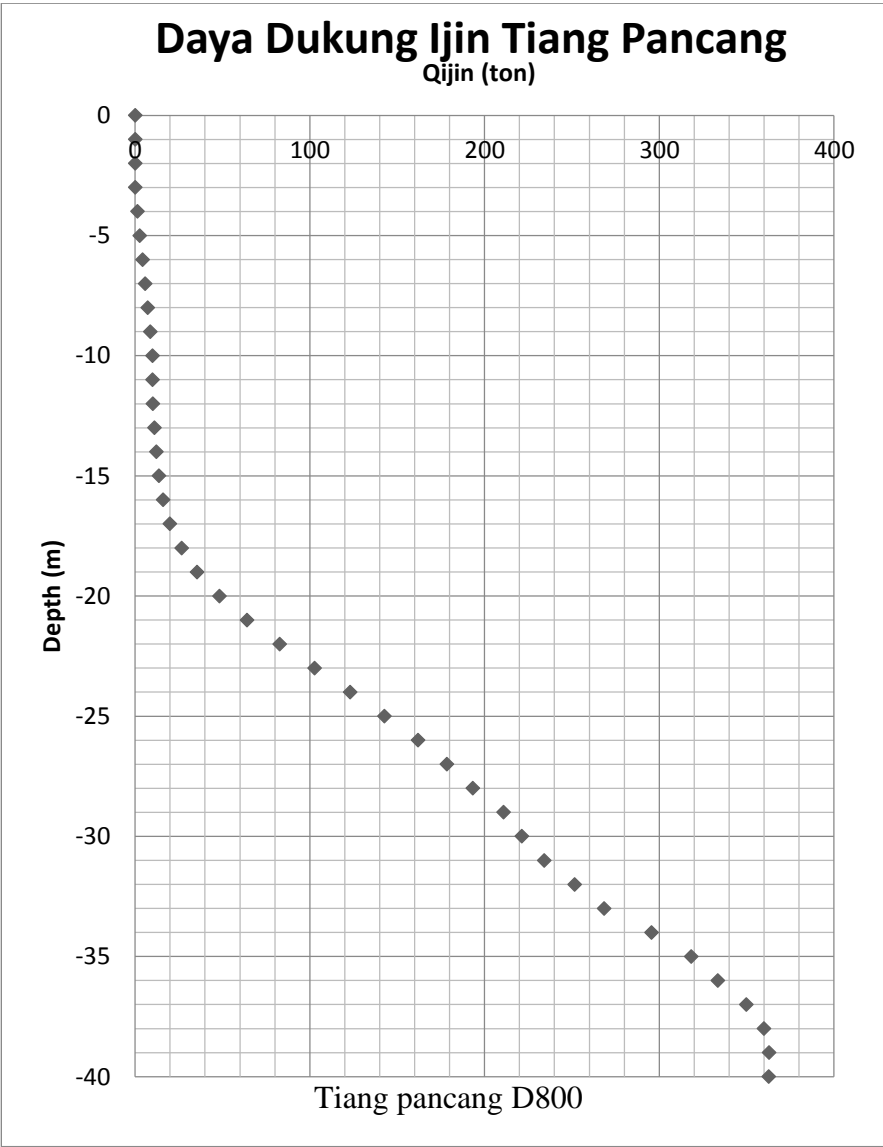
Beban ijin aksial 1 tiang = 415 ton

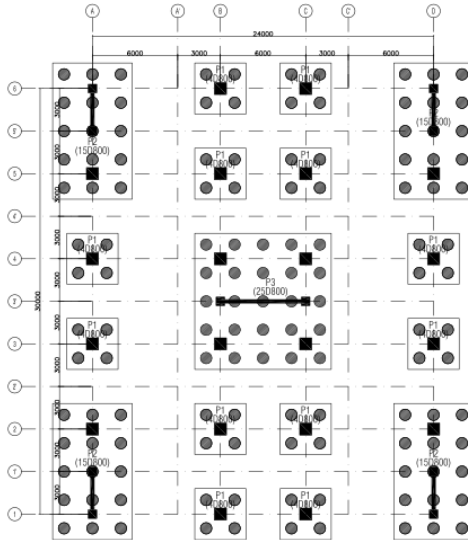
Beban ijin aksial 1 tiang dibagi SF=2 = 207,5 ton

Pada Kedalaman 28m daya dukung tanah = 193,23 ton

Sehingga kedalaman tiang pancang sebesar = 28 m

Gambar 9.2 Grafik Daya Dukung Ijin Tiang Pancang Terhadap Kedalaman





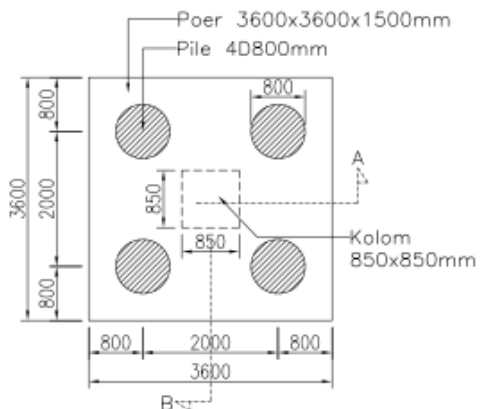
Gambar 9.3 Denah Pondasi

9.3.3.2 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin tanah} (1 \text{ tiang})$$

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.



Gambar 9.4 Group Tiang Tipe 1

P = 676,80 ton
N = 5 tiang
Mx = Mx + (Hy × t_{poer}) = 3,80 × (2,91 × 1) = 6,71 tm
My = My + (Hx × t_{poer}) = 7,84 × (5,88 × 1) = 13,71 tm
Xmax = 1 m
Ymax = 1 m
$$P_{max} = \frac{676,80}{4} + \frac{6,71 \times 1}{4} + \frac{13,71 \times 1}{4} \leq 193,23 \times 0,8$$

174,31 t ≤ 193,23 t (1 tiang) ... OK

Tabel 9.5 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 1)

TIPE	Kebutuhan	P/n (ton)	My . Xmax	Σx ²	Mx . Ymax	Σy ²	Pmax (ton)	Pijin tanah (ton)	Pmax
	tiang (buah)								< Pijin
TIPE 1	4.00	169.20	13.71	4	6.71	4	174.31	193.23	OK
	4.00	139.14	10.55	4	47.43	4	153.64	193.23	OK
	4.00	139.81	21.94	4	5.03	4	146.55	193.23	OK
	4.00	162.09	12.96	4	37.26	4	174.65	193.23	OK
	4.00	162.59	21.51	4	6.31	4	169.55	193.23	OK
	4.00	161.48	12.90	4	6.28	4	166.28	193.23	OK
	4.00	138.33	10.46	4	5.00	4	142.20	193.23	OK
	4.00	97.94	6.36	4	46.00	4	111.03	193.23	OK
	4.00	84.48	17.76	4	3.03	4	89.67	193.23	OK

Tabel 9.6 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 2)

TIPE	Kebutuhan	P/n (ton)	My . Xmax	Σx^2	Mx . Ymax	Σy^2	Pmax (ton)	Pijin tanah (ton)	Pmax
	tiang (buah)								< Pijin
TIPE 2	25.00	120.43	-0.03	1440	0.00	630	120.43	193.23	OK
	25.00	116.74	1.44	1440	1051.08	630	118.41	193.23	OK
	25.00	134.79	1418.40	1440	14.35	630	135.80	193.23	OK
	25.00	127.53	1.07	1440	788.31	630	128.79	193.23	OK
	25.00	141.07	1063.79	1440	10.76	630	141.83	193.23	OK
	25.00	115.49	-0.03	1440	0.00	630	115.49	193.23	OK
	25.00	100.69	-0.03	1440	0.00	630	100.69	193.23	OK
	25.00	76.47	1.45	1440	1051.07	630	78.14	193.23	OK
	25.00	94.52	1418.41	1440	14.34	630	95.53	193.23	OK

Tabel 9.7 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 3)

TIPE	Kebutuhan	P/n (ton)	My . Xmax	Σx^2	Mx . Ymax	Σy^2	Pmax (ton)	Pijin tanah (ton)	Pmax
	tiang (buah)								< Pijin
TIPE 3	15.00	64.23	172.82	60	12.16	32	67.49	193.23	OK
	15.00	147.43	138.00	60	997.34	32	180.90	193.23	OK
	15.00	56.72	276.74	60	15.55	32	61.82	193.23	OK
	15.00	131.43	166.24	60	752.39	32	157.71	193.23	OK
	15.00	63.39	270.29	60	16.04	32	68.40	193.23	OK
	15.00	61.83	163.05	60	11.49	32	64.91	193.23	OK
	15.00	54.63	133.76	60	9.49	32	57.16	193.23	OK
	15.00	125.58	84.50	60	993.55	32	158.04	193.23	OK
	15.00	34.87	223.24	60	11.76	32	38.95	193.23	OK

9.3.3.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Perhitungan ditunjukkan pada tabel 4.47.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.5 meter.

- Jarak antar tiang :
 $2.5 D \leq S \leq 3 D$

- 2.5×80 ≤ S ≤ 3×80
- 180 cm ≤ S ≤ 240 cm
- Digunakan jarak antar tiang = 200 cm
- Jarak tepi tiang pancang :

1 D ≤ S1 ≤ 2 D

1×80 ≤ S1 ≤ 2×80

80 cm ≤ S1 ≤ 160 cm

Digunakan jarak tiang ke tepi = 80 cm

Pengaturan jarak tiang pancang pondasi kolom

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m + n - 2}{m + n - 1}\right)\right) + \frac{0,3}{m + n}$$

- Dimana :
- D = diameter tiang pancang
- S = jarak antar tiang pancang
- m = jumlah baris tiang pancang dalam group
- n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L \text{ (group)} = Q_L \text{ (1 tiang)} \times n \times \eta$$

Dimana Q_L (group) harus lebih besar dari P yang terjadi.

Tabel 9.8 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 1

TIPE	Pijin	Jumlah	m	n	S	η	Ql	Pijin tiang	Ql(group)
	tanah (ton)	Tiang	kolom	baris	m		ton	ton	> Pijin
TIPE 1	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	576.80	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	456.58	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	459.24	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	548.36	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	550.36	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	545.94	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	453.34	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	291.78	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.834444	644.9588	237.91	OK

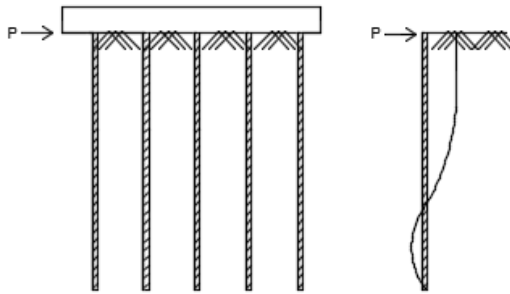
Tabel 9.9 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 2

TIPE	Pijin	Jumlah	m	n	S	η	Ql	Pijin tiang	Ql(group)
	tanah (ton)	Tiang	kolom	baris	m		ton	ton	> Pijin
TIPE 2	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	3010.72	OK
	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	2918.54	OK
	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	3369.81	OK
	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	3188.35	OK
	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	3526.80	OK
	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	2887.33	OK
	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	2517.19	OK
	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	1911.66	OK
	193.23	25.00	5	5	2	0.81157	3920.492	2362.93	OK

Tabel 9.10 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 3

TIPE	Pijin	Jumlah	m	n	S	η	Ql	Pijin tiang	Ql(group)
	tanah (ton)	Tiang	kolom	baris	m		ton	ton	> Pijin
TIPE 3	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	963.42	OK
	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	2211.50	OK
	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	850.78	OK
	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	1971.45	OK
	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	950.91	OK
	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	927.43	OK
	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	819.47	OK
	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	1883.71	OK
	193.23	15.00	5	3	2	0.826871	2396.644	522.99	OK

9.3.3.4 Kontrol Kekutan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 9.5 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 4

Hmax = 4,88 t

Hmax 1 tiang = 1,47 t

f(soil modulus of elasticity coefficient)

Didapatkan dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*

$C_u = 0.06 \text{ kg/cm}^2$

$$Q_u = 2 \times C_u = 2 \times \frac{0.06}{0.977} = 0.12282 \frac{\text{t}}{\text{ft}^3}$$

Maka didapatkan $f = 6 \text{ t/ft}^3 = 0.192 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 257429.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (800 - 120)^4 = 961450.28 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{257429.6 \times 961063.5}{0.192}\right)^{\frac{1}{5}} = 264,25 \text{ cm}$$

Fd(deflection coefficient)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

L = 28 m = 2800 cm (kedalaman tiang pancang)

T = 263,25 cm

L/T = 10,59

Maka didapatkan Fd = 0.893

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.893 \left(\frac{1,47 \times 264,25^3}{257429,6 \times 961063,5} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,098 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Momen :

M_{crack} = 40,7 tm (tabel spesifikasi tiang pancang)

Fm(moment coefficient)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

L/T = 10,59

Maka didapatkan Fm = 0.85

$$M = Fm(PT) \leq M_{banding \text{ crack}}$$

$$M = 0,85 \times (1,47 \times 2,64) \leq 40.7 \text{ tm}$$

$$M = 3,3 \text{ tm} \leq 40,7 \text{ tm} \quad \text{Ok}$$

Tabel 9.11 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 1

TIPE	Hmax	g	g	Mmax	Mcrack	Mmax
	ton	cm	< 2,5 cm	tonm	tonm	< Mcrack
TIPE 1	1.47	0.097851	OK	3.299885	40.7	OK
	2.33	0.155057	OK	5.229101	40.7	OK
	1.60	0.106672	OK	3.597383	40.7	OK
	1.93	0.128479	OK	4.332793	40.7	OK
	1.74	0.116117	OK	3.915889	40.7	OK
	1.38	0.092026	OK	3.103447	40.7	OK
	1.12	0.074551	OK	2.514133	40.7	OK
	2.18	0.144928	OK	4.887488	40.7	OK
	1.15	0.076852	OK	2.591732	41.7	OK

Tabel 9.12 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 2

TIPE	Hmax	g	g	Mmax	Mcrack	Mmax
	ton	cm	< 2,5 cm	tonm	tonm	< Mcrack
TIPE 2	0.00	0.00000639	OK	0.000216	40.7	OK
	1.58	0.10508449	OK	3.54383	40.7	OK
	4.80	0.31977923	OK	10.78412	40.7	OK
	1.18	0.07881310	OK	2.657864	40.7	OK
	3.60	0.23983680	OK	8.088167	40.7	OK
	0.00	0.00000602	OK	0.000203	40.7	OK
	0.00	0.00000482	OK	0.000163	40.7	OK
	1.58	0.10508484	OK	3.543842	40.7	OK
	4.80	0.31977732	OK	10.78405	41.7	OK

Tabel 9.13 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 3

TIPE	Hmax	g	g	Mmax	Mcrack	Mmax
	ton	cm	< 2,5 cm	tonm	tonm	< Mcrack
TIPE 3	0.62	0.041273755	OK	1.391901	40.7	OK
	8.66	0.576964931	OK	19.45735	40.7	OK
	0.68	0.045360812	OK	1.529731	40.7	OK
	6.61	0.439988655	OK	14.83801	40.7	OK
	0.74	0.049006101	OK	1.652664	40.7	OK
	0.58	0.038940184	OK	1.313204	40.7	OK
	0.48	0.031939604	OK	1.077119	40.7	OK
	8.57	0.570583688	OK	19.24215	40.7	OK
	0.49	0.032585006	OK	1.098885	41.7	OK

9.3.4 Perencanaan Poer (*pile cap*)

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe 1. Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Σ tiang pancang tiap group	= 4
Dimensi kolom	= $850 \times 850 \text{ mm}^2$
Dimensi pile cap	= $3,6 \times 3,6 \times 1,5 \text{ m}^3$
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 240 MPa
Diameter tulangan (D)	= 32 mm
Selimit beton	= 75 mm
Tinggi efektif : d	= $1500 - 75 - \frac{1}{2} \times 32 = 1409 \text{ mm}$

$$P_u \text{ kolom} = 680,95 \text{ ton}$$

$$P_u \text{ pile} = 1,5 \times P_{ijin} = 1,5 \times 193,23 = 289,85 \text{ ton}$$

Diambil SF pile cap 1,5 karena diasumsikan pile cap tidak boleh gagal terlebih dahulu dibandingkan tiang pancang.

9.3.4.1 Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.2.

➤ *Punching Shear*

Bagian geser adalah pada $d/2$ dari muka kolom, seperti pada gambar dibawah.

$$a1 = 850 + 1409 = 2259 \text{ mm} = 2,259 \text{ m}$$

$$b1 = 850 + 1409 = 2259 \text{ mm} = 2,259 \text{ m}$$

$$U = 2 (a1+b1) = 9036 \text{ mm}$$

Pada SNI tidak memberikan prosedur eksplisit untuk memperhitungkan *punching load* pada pile cap. Sehingga punching load dapat diasumsikan sama dengan beban kolom dikurang berat dari bagian pile yang terletak pada $d/2$ ($1409/2 = 704,5 \text{ mm}$). Punching Load bisa diperhitungkan sebagai berikut:

$$W_u = 1.2 \times 2.4 \times 2.259^2 \times 1 = 22,05 \text{ t}$$

$$P_{u,punch} = P_{u,kolom} + W_u - P_{pile}$$

$$P_{u,punch} = 680,95 + 22,05 - 289,85 \times 4$$

$$P_{u,punch} = 587,06 \text{ t}$$

➤ Geser pons 2 Arah

Batas geser pons adalah yang terkecil dari

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada

kolom

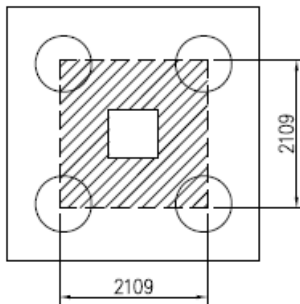
$$= \frac{850}{850} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$$= 2 \times (850 + 1409) + 2 \times (850 + 1409)$$

$$= 9036 \text{ mm}$$



Gambar 9.6 Area Kritis Geser pons dua arah

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 9036 \times 1409 = 34867262,15 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{1409}{9036} + 2\right) \times \sqrt{30} \times 9036 \times 1409 = 12478459,08 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 1409 \times 9036 = 23244841,44 \text{ N}$$

$$V_c = 12478459,08 \text{ N (menentukan)}$$

$$= 1247,85 \text{ ton} > P_{u \text{ punch}} = 587,06 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Kapasitas Geser *poer* dapat menahan beban geser yang terjadi.

Kontrol tegangan geser yang terjadi :

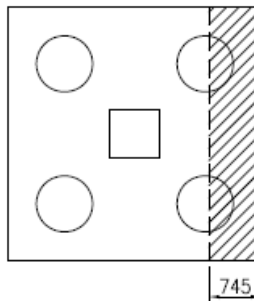
$$\tau_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{P_{u \text{ punch}}}{b_o \times d} = \frac{587,06 \times 10^4}{9036 \times 1409} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_c \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran *poer* mampu menahan gaya geser yang terjadi.

➤ Geser Pons 1 Arah



Gambar 9.7 Area Kritis Geser pons satu arah

$$P_{u, \text{pile}} = 289,85 \text{ t}$$

$$Pu, reduce = \frac{a}{\phi} Pu, pile = \frac{345,5}{700} \times 289,85 = 143,06 \text{ ton}$$

$$Vu = 2 Pu, reduce - \text{berat pile cap}$$

$$Vu, pile = 2 \times 143,06 - 1,2 \times 2,4 \times 3,6 \times 0,745 \times 1,5 = 189,5 \text{ t}$$

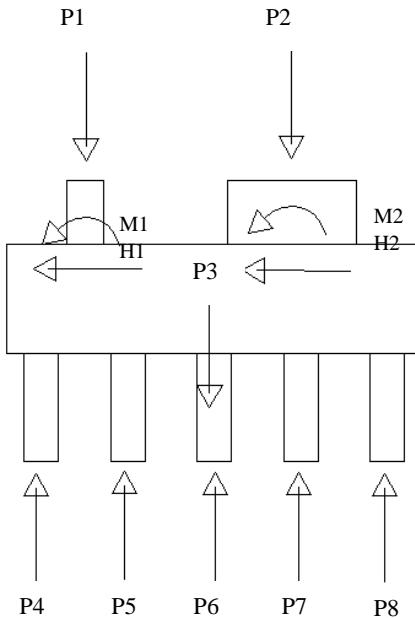
$$V_c = 0,75 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,75 \sqrt{30} 3600 \times 1409 = 2083,7 \text{ N}$$

$$V_c > Vu, pile$$

$$2083,7 > 189,5 \text{ t} \dots \text{OK}$$

➤ Kontrol Guling (Tipe 3)



Gambar 9.8 Gaya-gaya pada pilecap

$$P1 = 6532 \text{ KN}$$

$$P2 = 25681 \text{ KN}$$

$$P_3 = 3225 \text{ KN}$$

$$P_4=P_5=P_6=P_7=P_8= 3 \times 1932,3 = 5796,9 \text{ KN}$$

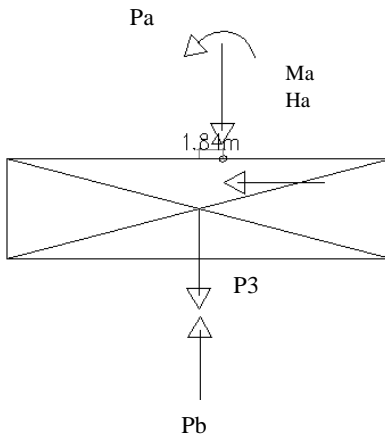
$$H_1 = 126,8 \text{ KN}$$

$$H_2 = 1769 \text{ KN}$$

$$M_1 = 511 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 504 \text{ KNm}$$

Gaya gaya di atas dapat disederhanakan menjadi



Gambar 9.9 Penyederhanaan gaya pada pilecap

$$P_a=P_1+P_2=29213 \text{ KN}$$

$$P_b=P_4+P_5+P_6+P_7+P_8=28998 \text{ KN}$$

$$H_a=H_1+H_2=1895,8 \text{ KN}$$

$$M_a=M_1+M_2=1015 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_a \cdot (1,84+4,8) + P_3 \cdot 4,8 + H_a \cdot 2,5 + M_a \\ &= 29213 \cdot 6,64 + 3225 \cdot 4,8 + 1895,8 \cdot 2,5 + 1015 \\ &= 215208,82 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= P_b \cdot 4,8 \\ &= 138960 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$SF = \frac{M_r}{M_d} > 1,5$$

$$= \frac{215208,82}{138960} > 1,5$$

$$= 1,55 > 1,5 \text{ (OK)}$$

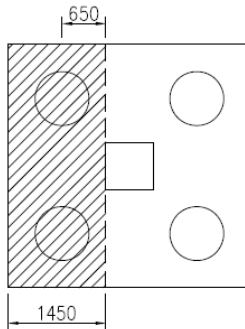
9.3.4.2 Penulangan Pile Cap

Dalam merencanakan penulangan pile cap, Momen yang terjadi pada *pile cap* didapat dari gaya yg bekerja pada tiang dan kolom.

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

Penulangan arah x



Gambar 9.10 Area Momen Pile Cap

$$M_u = n \cdot P_u \cdot \text{pile} \cdot X - W_u \cdot X$$

$$M_u = 2 \times 289,9 \times 0,575 - 1,2 \times 2,4 \times 3,6 \times \frac{1,375^2}{2} = 323,5 \text{ tm}$$

$$M_u = 3235207500 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{3235207500}{0,9 \times 3600 \times 1409^2} = 0,503$$

$$\rho = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,503 \times 9,41}{240}} \right) = 0,0021$$

$$\rho_{pakai} = 0,0021$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0021 \times 3600 \times 1049 = 10737,06 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32

$$n = 10737,06 / (\frac{1}{4} \pi 32^2) = 14 \text{ buah}$$

$$s = 3600 / 14 = 257,14 \text{ mm}$$

gunakan s = 250 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 \times 10737,06 = 5368,53 \text{ mm}^2$$

$$n = 5368,53 / (\frac{1}{4} \pi 26^2) = 12 \text{ buah}$$

$$s = 3600 / 12 = 300 \text{ mm}$$

gunakan s = 300 mm

Penulangan arah Y

$$M_u = n. \text{Pu.pile. X} - W_u \text{ X}$$

$$M_u = 2 \times 289,95 \times 0,65 - 1,2 \times 2,4 \times 3,6 \times \frac{1,375^2}{2} = 323,52 \text{ tm}$$

$$M_u = 3235207500 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3235207500}{0,9 \times 3600 \times 1409^2} = 0,502$$

$$\rho = \frac{1}{12,54} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,502 \times 12,54}{240}} \right) = 0,0021$$

$$\rho_{pakai} = 0,0021$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0021 \times 3600 \times 1409 = 10737,06 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32

$$n = 10737,06 / (\frac{1}{4} \pi 32^2) = 14 \text{ buah}$$

$$s = 3600 / 14 = 257,14 \text{ mm}$$

gunakan s = 250 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As' = 0,5As = 0,5 \times 10737,06 = 5368,53 \text{ mm}^2$$

$$n = 5368,53 / (\frac{1}{4} \pi 26^2) = 12 \text{ buah}$$

$$s = 3600 / 12 = 300 \text{ mm}$$

Kontrol koefisien faktor reduksi

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{10737,06 \times 240}{0,85 \times 30 \times 3600} = 29,43 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29,43}{0,76} = 38,73 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \left(\frac{1409}{29,43} - 1 \right) = 0,106 > 0,005 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

9.3.4.3 Penulangan Tusuk Konde

Dalam perhitungan penulangan tusuk konde diambil rasio tulangan minimum menurut SNI 2847:2013 yaitu sebesar 2% dari inner diameter tiang pancang. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah diameter 800mm dengan ketebalan 120mm.

$$\text{Inner diameter} = 800 - 120 = 680 \text{ mm}$$

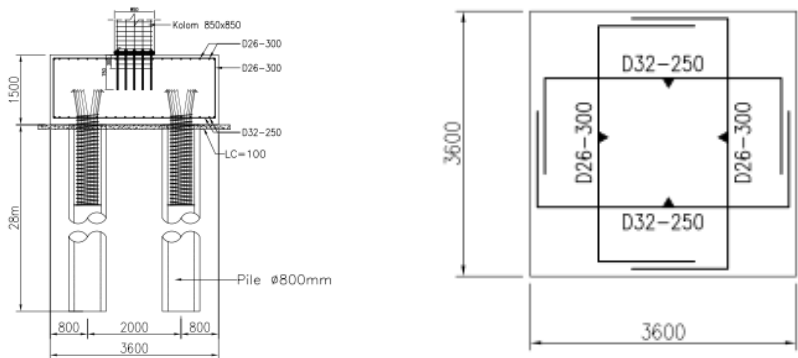
$$As_{\text{perlu}} = \rho \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 0,02 \times \frac{1}{4} \pi 680^2 = 7263,36 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D29

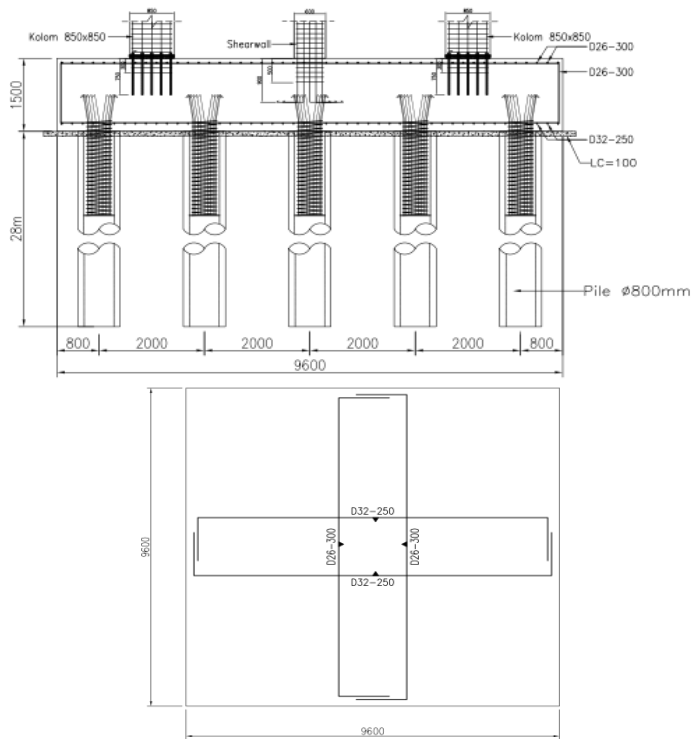
$$n = 7263,36 / (\frac{1}{4} \pi 29^2) = 10 \text{ buah}$$

$$s = \pi \times 680 / 10 = 213,63 \text{ mm}$$

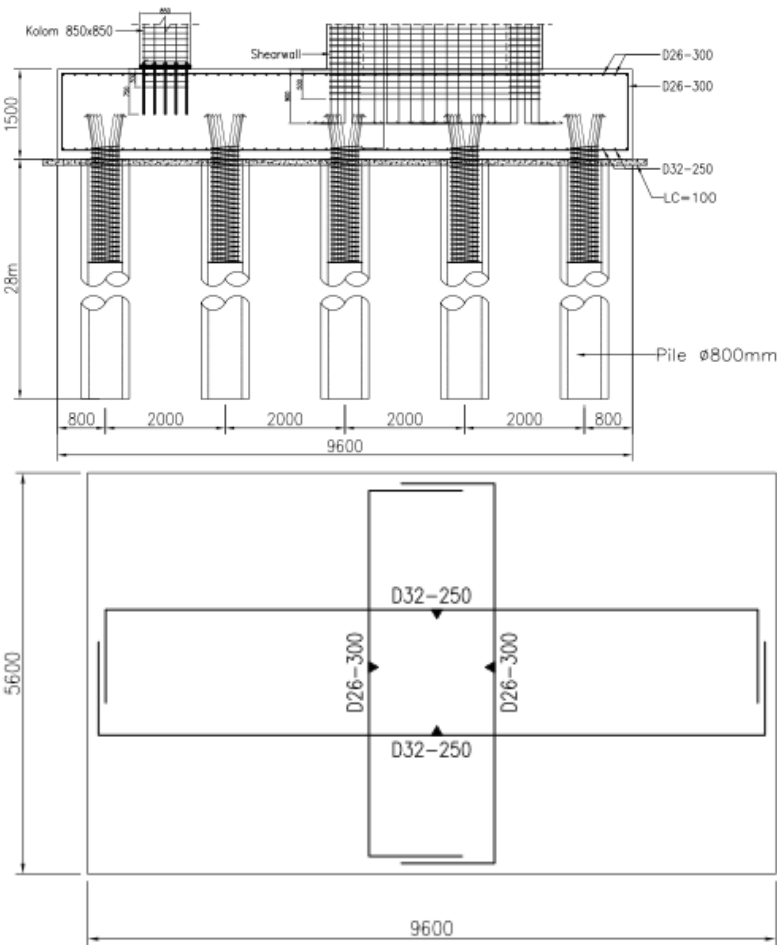
gunakan $s = 200 \text{ mm}$



Gambar 9.11 Penulangan P1



Gambar 9.12 Penulangan P2



Gambar 9.13 Penulangan P3

BAB X

METODE PELAKSANAAN

10.1 Umum

Pekerjaan konstruksi beton pracetak merupakan bagian dari metode konstruksi modern saat ini. Inovasi metode pelaksanaan pekerjaan yang efektif dan efisien tanpa mengurangi kemampuan struktur merupakan salah satu permintaan yang besar. Metode pelaksanaan merupakan komponen penting yang tidak bisa dipisahkan dalam desain struktur pracetak. Sebelum direncanakan, harus terlebih dahulu diketahui apakah struktur yang nantinya dibangun bisa direalisasikan. Metode pelaksanaan ini merupakan uraian mengenai komponen dan material-material pendukung yang digunakan dalam pelaksanaan metode beton pracetak.

10.2 Fabrikasi Beton Pracetak

Proses pencetakan elemen pracetak dilakukan secara pabrikasi di dalam industri beton pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :

- a. Perlunya standar khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
- b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
- c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

10.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane

Elemen struktur pracetak

1. Balok induk 45/70 (9 m)

$$W = 0,45 \times (0,7 - 0,14) \times 9 \times 2400 = 5443,2 \text{ kg}$$

2. Balok induk 40/60 (6 m)

$$W = 0,4 \times (0,6 - 0,14) \times 6 \times 2400 = 2649,6 \text{ kg}$$

3. Balok anak 30/45 (terpanjang 6 m)

$$W = 0,3 \times (0,45 - 0,14) \times 6 \times 2400 = 1339,2 \text{ kg}$$

4. Pelat

Ukuran Pelat $1,2 \times 3 \text{ m}$ ($t = 14 \text{ cm}$)

$$W = 1,2 \times 3 \times 0,14 \times 2400 = 1209,6 \text{ kg}$$

5. Kolom

Kolom terbesar yaitu kolom $85 \times 85 \text{ cm}$ (tinggi 4m)

$$W = 0,85 \times 0,85 \times 4 \times 2400 = 6936 \text{ kg}$$

Maka dari itu dibutuhkan kapasitas crane yang mampu mengangkat beban maksimum dari keseluruhan elemen beton pracetak yaitu kolom $85 \times 85 \text{ cm}$ sebesar $6936 \text{ kg} = 6,9 \text{ ton}$. Hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal – hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas pada bab – bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane POTAIN MR 160 C
- Jarak jangkauan maksimum 60 m dengan beban maksimum 7,5 ton
- Tower crane yang digunakan 1 buah

10.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak

Sistem transportasi disini meliputi :

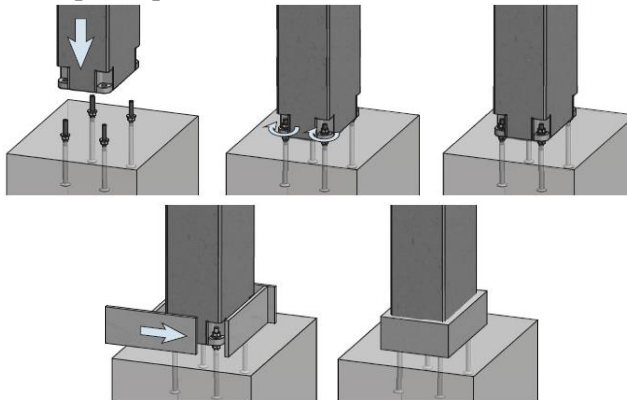
1. Pemindahan beton pracetak di areal pabrik
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

Tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem, atau temple. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,4 m x 16 m atau 2,4 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton. Untuk komponen tertentu dimana panjangnya cukup panjang hingga 30 m dapat dipergunakan truk temel dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Di areal lokasi proyek diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak menggunakan tower crane.

10.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak

10.5.1 Pemasangan Elemen Kolom Pracetak dan Shearwall

Setelah dilakukan pemancangan dan pembuatan pile cap maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pengecoran pile cap. Penulangan kolom yang diletakkan pada pile cap disesuaikan dengan perhitungan pada sambungan fasening plate menggunakan *Bolt-installation* yaitu dengan profil PPL30-8 dari *peikko group*. Sedangkan untuk dinding geser menggunakan metode case in-site yang langsung dicor bersamaan dengan pengecoran pile cap.



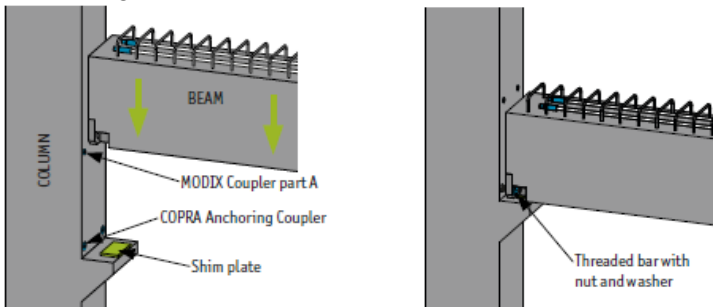
Gambar 10.1 Pemasangan Profil Sambungan Kolom

10.5.2 Pemasangan Elemen Balok Induk dan Balok Anak

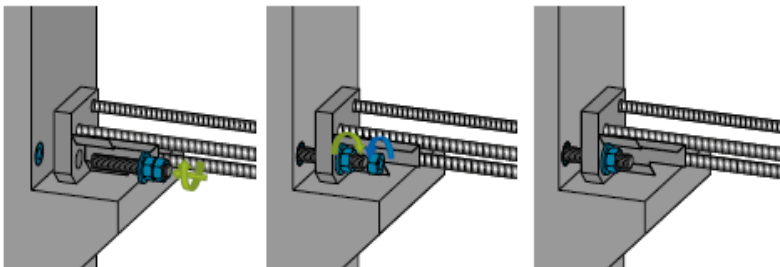
Pemasangan balok pracetak setelah pemasangan kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulang utama pada balok yaitu tulang tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran setempat pada balok.

10.5.2.1 Penyambungan Balok Induk

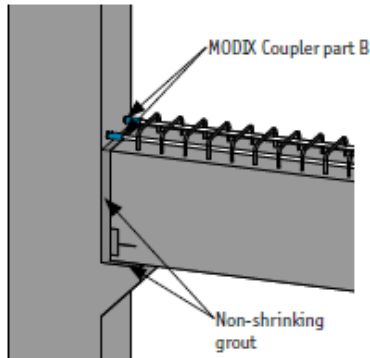
Penyambungan balok induk dengan kolom menggunakan konsol pendek dan penyambungan baut yang dilakukan cor setempat pada bagian sambungan. Tahap-tahap pengerjaannya adalah sebagai berikut.



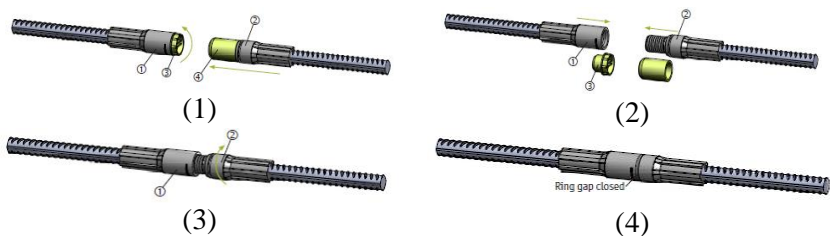
Gambar 10.2 Baut Pada BECO Beam Shoe Dikencangkan



Gambar 10.3 Detail Pengencangan Baut



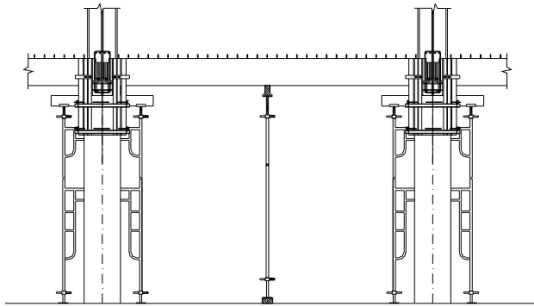
Gambar 10.4 Pengecoran Setempat pada Balok Pracetak dan Penyambungan *MODIX Coupler*



Gambar 10.5 Detail Penyambungan Modix Coupler

10.5.2.2 Pemasangan Elemen Balok Anak Pracetak

Pelaksanaan penyambungan balok anak – balok anak atau balok anak- balok induk sama halnya dengan penyambungan balok induk ke kolom hanya dalam pelaksanaannya karena tidak menggunakan konsol maka untuk mencegah kerusakan pada balok anak dan balok induk dipasang tiga buah perancah (shoring) pada elemen balok anak yaitu dua pada tepid an satu di tengah bentang.

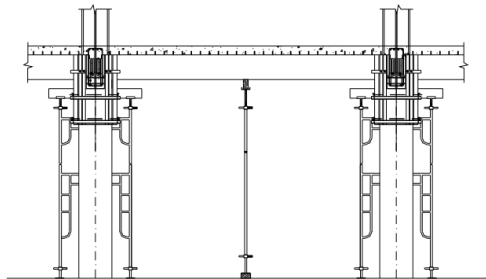


Gambar 10.6 Pemasangan Balok Anak Pracetak

10.5.3 Pemasangan Elemen Pelat Pracetak

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk.

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran pada bagian atas balok anak dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk.



Gambar 10.7 Pengecoran Topping

Untuk pelat yang bersentuhan langsung dengan dinding geser dalam pelaksanaannya dibantu dengan batuan pelat siku sebagai penumpu pelat dan dilakukan cor setempat seperti sambungan pelat lantai ke balok, agar sambungan bersifat komposit.

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

BAB XI PENUTUP

11.1 Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Perencanaan gedung mercantile tower menggunakan metode beton pracetak dengan sambungan kering dan sistem ganda” maka disimpulkan beberapa data sebagai berikut :

1. Berdasarkan SNI 2847:2013 didapatkan perhitungan tebal dimensi struktur sekunder dan struktur primer dari beberapa elemen struktur berikut :

Tabel 11.1 Dimensi Struktur Sekunder

Struktur Sekunder		
Elemen	Ukuran	Satuan
Pelat Lantai	14	cm
Balok Anak		
Pracetak	30/41	cm
Komposit	30/45	cm
Pelat Tangga		
Lt. 1-2	21	cm
Lt.3-15	22	cm
Pelat Bordes	14	cm

Tabel 11.2 Dimensi Struktur Primer

Struktur Primer		
Elemen	Ukuran	Satuan
Balok induk		
BI.1 (9m)		
Pracetak	45/56	cm
Komposit	45/70	cm
BI.2 (6m)		
Pracetak	40/46	cm
Komposit	40/60	cm

Kolom		
Lt.1-2	85x85	cm
Lt.3-5	85x85	cm
Lt.6-10	80x80	cm
Lt.11-15	70x70	cm
SW	60x60	cm
Dinding Geser	25	cm
Poer (Pile Cap)		
Tipe 1	3,6x3,6x1	m
Tipe 2	9,6x9,6x1	m
Tipe 3	5,6x9,6x1	m
Tiang Pancang		
Diameter	D800	mm
Kedalaman	28	m

2. Analisa gaya dalam struktur gedung menggunakan program bantu ETABS. Perhitungan respon spectrum dengan bantuan *puskim.pu.go.id* wilayah gempa Surabaya dan perhitungannya berdasarkan SNI 1726:2012. Perhitungan pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983. Gaya yang dimasukkan dalam permodelan adalah beban mati dan beban hidup berdasarkan peraturan di atas.
3. Penyambungan elemen pracetak menggunakan produk sambungan dari *Peikko Group* yaitu dengan menggunakan konsep *bolted-connection* dengan menggunakan *anchor-bolt* dan *coupler*. Sambungan bersifat monolit dan dalam analisisnya panjang penyaluran dihitung berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013 dan analisa kekuatan gaya aksial maksimum yang dapat dipikul oleh sambungan dibandingkan dengan gaya aksial setelah tulangan mengalami leleh ($1,25f_y$).
4. Pendetailan sambungan pracetak dirancang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan-tulangan dan penyaluran yang muncul dari masing-masing elemen pracetak untuk menyatukan elemen dengan cor setempat.

5. Semua elemen direncanakan pracetak kecuali dinding geser dan balok yang diapit oleh dinding geser untuk mempermudah pelaksanaan di lapangan.
6. Pondasi yang direncanakan sesuai dengan ketentuan perhitungan tiang pancang (spun pile) produk dari WIKA Beton dengan metode tanganan ijin dan pile cap (poer) berdasarkan metode tanganan ultimate.
7. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada Gedung Mercantile Tower akan dituangkan pada gambar teknik dengan program bantu AutoCad.

11.2 Saran

Berdasarkan analisa secara keseluruhan dari proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat disampaikan oleh penulis diantaranya adalah :

1. Urutan yang benar dalam perencanaan gedung dengan metode pracetak adalah menentukan design gambar 3D, menentukan kriteria design dan konsep desain sambungan. Hal ini dikarenakan hal terpenting dalam perencanaan metode beton pracetak adalah konsep yang dimiliki, karena untuk perhitungan hampir sama dengan metode konvensional.
2. Dalam pelaksanaan di lapangan terutama pada bagian pengangkatan elemen pracetak dan sambungan antar elemen pracetak harus diberi pengawasan yang baik dan benar. Dalam pengangkatan harus diperhatikan tinggi angkat dan sudut pengangkatan agar tidak terjadi kegagalan struktur akibat momen tak terduga saat pengangkatan. Pada saat penyambungan, tentunya sambungan beton pracetak tidak semonolit sambungan cor setempat dan rawan terjadi keretakan akibat gaya-gaya yang tidak diinginkan karena kurang sempurnanya pekerjaan sambungan.
3. Perancangan elemen yang akan dipracetak seharusnya bisa dibuat lebih efisien jika memperhatikan konsep desain terlebih

dahulu. Dalam pengembangan ke depannya elemen dinding geser bisa dibuat pracetak jika memenuhi ketentuan dalam peraturan yang ada.

4. Diperlukan penelitian lebih lanjut terkait konsep sambungan yang digunakan oleh penulis dalam pembuatan Tugas Akhir ini, karena analisa yang digunakan hanya melalui kekuatan aksial dari brosur produk sambungan.

DAFTAR PUSTAKA

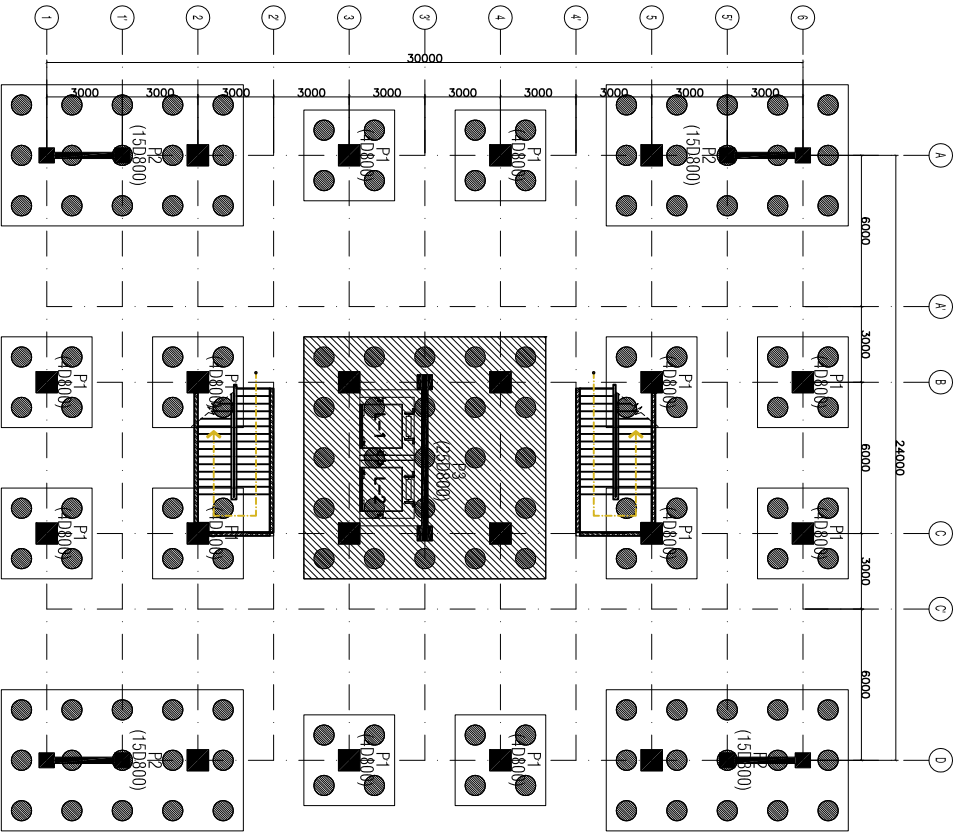
- Abduh, Muhamad. 2007. **Inovasi Teknologi dan Sistem Beton Pracetak di Indonesia: Sebuah Analisa Rantai Nilai. Kontruksi Tahan Gempa di Indonesia.** Seminar dan Pameran HAKI 2007, Jakarta
- ACI. **ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete.** U.S.A : *American Concrete Institute.*
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung.** Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 2847:13 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.** Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 03-1727-2012 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung.** Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).** Jakarta, Indonesia
- Departemen Pekerjaan Umum. 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBBI).** Jakarta, Indonesia
- Elliot, Kim S.. 2002. **Precast Concrete Structure.** India : Butterwoth Heinemann
- Ervianto, Wulfram. 2006. **Teknologi Pracetak dan Bekisting.** Bandung
- McCormac dan Brown. 2014. **Design of Reinforced Concrete 9th Edition.** USA
- Nurjannah, Siti Aisyah. 2011. **Perkembangan Sistem Struktur Beton Pracetak Sebagai Alternatif pada Teknologi Konstruksi Indonesia yang Mendukung Efisiensi Energi serta Ramah Lingkungan. Prosiding Seminar Nasional AVoER ke-3 : 234-242.** Universitas Sriwijaya, Palembang, Indonesia

- Ozturan, Turan. 2006. **Ductiles Connection In Precast Concrete Moment Resisting Frames**. Turkey : PCI Journal.
- Tjahjono, Elly., dan Purnomo, Heru. 2004. **Pengaruh Penempatan Penyambungan pada Perilaku Rangkaian Balok Kolom Beton Pracetak Bagian Sisi Luar**. **Makara Teknologi Volume. 8 No. 3 (Desember) : 90 – 97**. Depok, Indonesia
- PCI. **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete**. Chicago : PCI Industry Handbook Committee
- Vidjeapriya. 2011. **Behaviour of Precast Beam-Column Mechanical Connections Under Cyclic Loading**. India : Asian Journal of Engineering
- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya
- WIKA Beton. 2011. **PC SPUN PILES**. Indonesia

NO.	NOMOR GAMBAR	SKALA	JUDUL GAMBAR
1	STR-0000	NTS	DAFTAR GAMBAR
GAMBAR STRUKTUR			
PONDASI			
2	STR-0101	1 : 300	DENAH PONDASI
3	STR-0102	1 : 100	DETAIL PONDASI P1
4	STR-0103	1 : 100	DETAIL PONDASI P2
5	STR-0104	1 : 100	DETAIL PONDASI P3
6	STR-0105	1 : 100	DETAIL PONDASI P3
KOLOM, BALOK & SHEARWALL			
7	STR-0201	1 : 300	RENCANA KOLOM LT.1 – LT.5
8	STR-0202	1 : 300	RENCANA KOLOM LT.6 – LT.10
9	STR-0203	1 : 300	RENCANA KOLOM LT.11 – LT.15
10	STR-0204	1 : 300	RENCANA BALOK LT.1 – ATAP
11	STR-0205	1 : 50	DETAIL BALOK DAN KOLOM
12	STR-0206	1 : 50	DETAIL SHEARWALL
PLAT LANTAI & TULANGAN ANGKAT			
13	STR-0301	1 : 300	RENCANA PELAT LT.1 – ATAP
14	STR-0302	1 : 100	DETAIL PLAT LANTAI
15	STR-0303	1 : 50	DETAIL TULANGAN ANGKAT BI.1, BI.2 & BA
16	STR-0304	1 : 50	DETAIL TULANGAN ANGKAT TANGGA LANTAI 1 s/d LANTAI 2
17	STR-0305	1 : 50	DETAIL TULANGAN ANGKAT TANGGA LANTAI 3 s/d LANTAI 17
18	STR-0306	1 : 50	DETAIL TULANGAN ANGKAT K1, K2 & K3

NO.	NOMOR GAMBAR	SKALA	JUDUL GAMBAR
PORTAL & DETAIL SAMBUNGAN			
19	STR-0401	1 : 500	PORTAL 1&2 LANTAI 1 s/d LANTAI 15
20	STR-0402	1 : 500	PORTAL 3&4 LANTAI 1 s/d LANTAI 15
21	STR-0403	1 : 100	DETAIL PORTAL
22	STR-0404	1 : 50	DETAIL SAMBUNGAN
23	STR-0405	1 : 50	DETAIL SAMBUNGAN
24	STR-0405	1 : 50	DETAIL SAMBUNGAN
TANGGA			
25	STR-0501	1 : 50	DENAH DAN PENULANGAN TANGGA
26	STR-0502	1 : 125	POTONGAN DAN DETAIL TANGGA

TYPE	Length	JUMLAH	
		POER	PILE
(P1) 4 D800	28m	12	48
(P2) 15 D800	28m	4	60
(P3) 25 D800	28m	1	25
TOTAL PILE Ø800 mm			133



RENCANA PONDASI
SKALA 1 : 300

CATATAN



- LINTAS PONDASI YANG DI ARSIR
ELV. TURUN MENADI ELV. +1.50



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

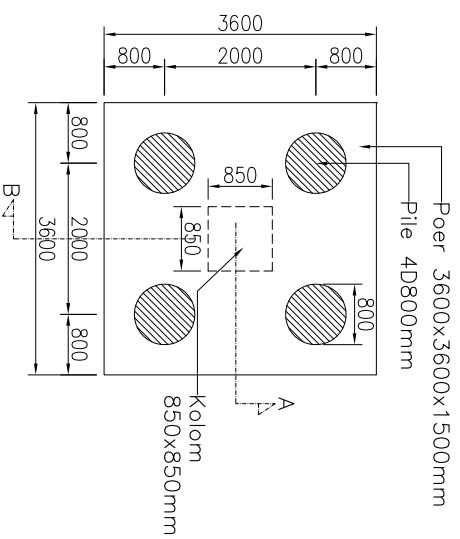
NRP

(3112100138)

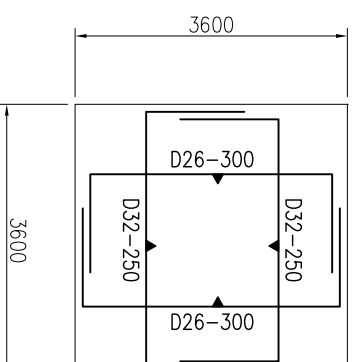
JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

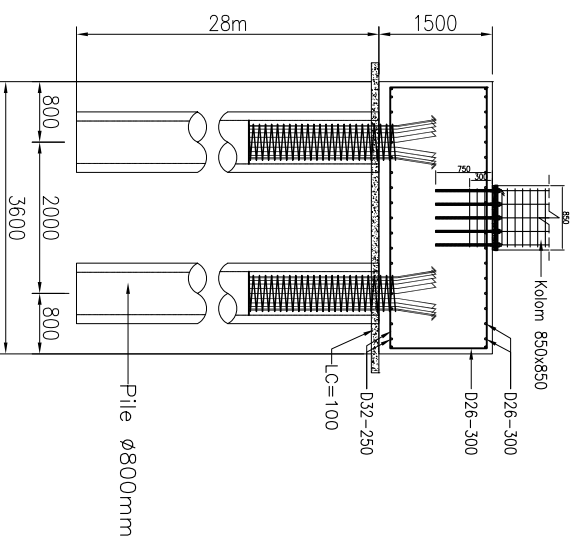
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
0101	1:300	STR



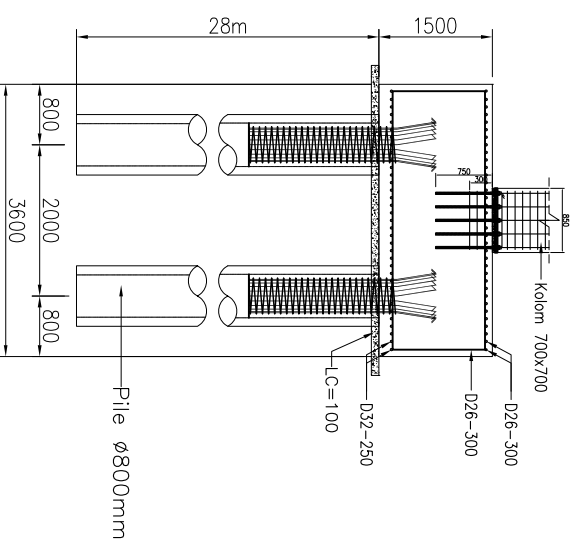
POER (P1)
Skala 1 : 100



PENULANGAN (P1)
Skala 1 : 100



POTONGAN A (P1)
Skala 1 : 100



POTONGAN B (P1)
Skala 1 : 100



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

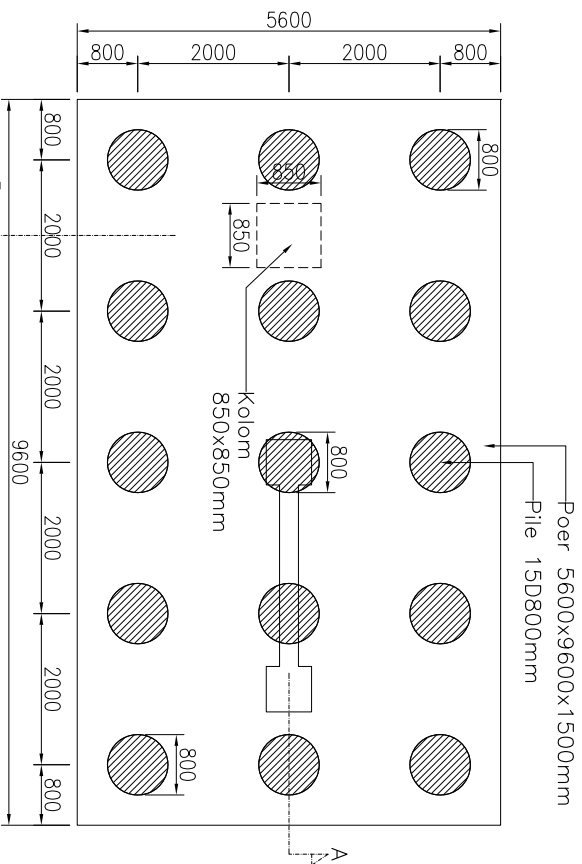
NRP

(3112100138)

JUDUL GAMBAR

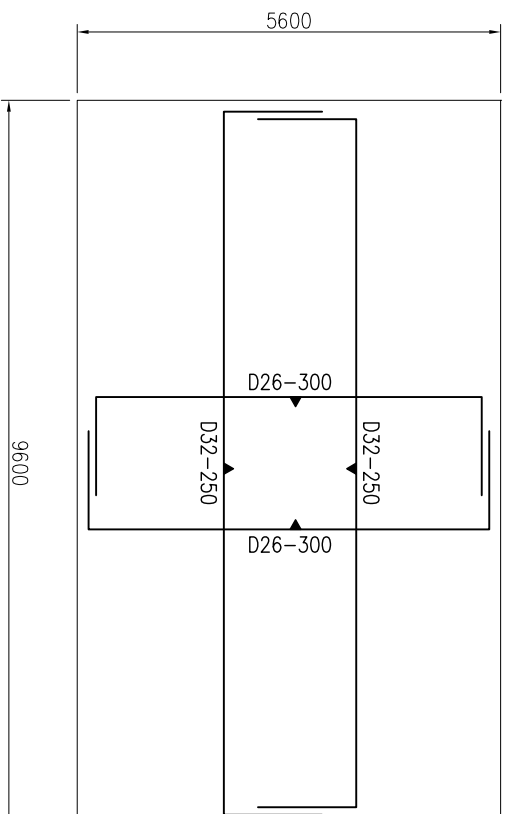
DETAIL PNDASI (P1)

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
0102	1:100	STR



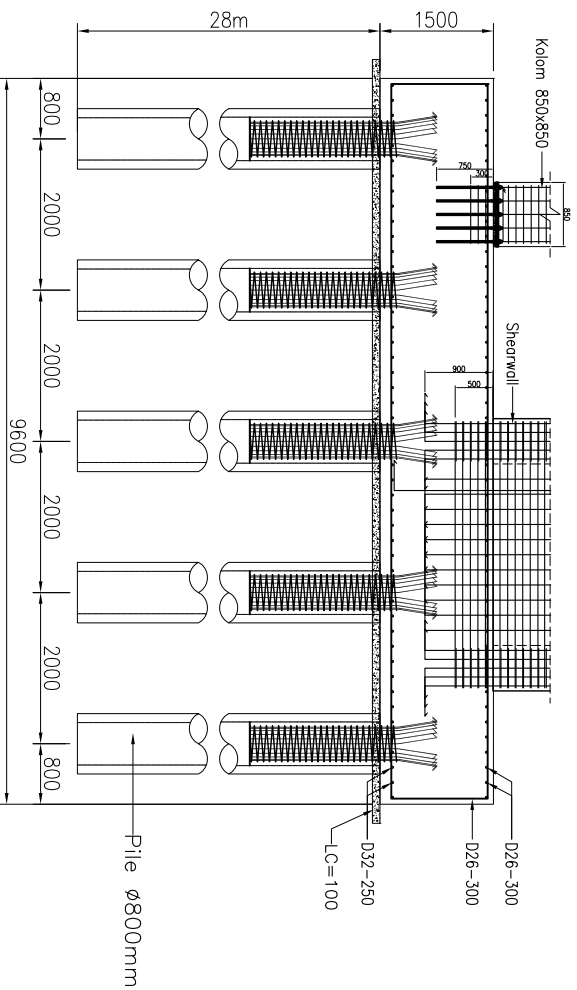
POER (P2)

Skala 1 : 100



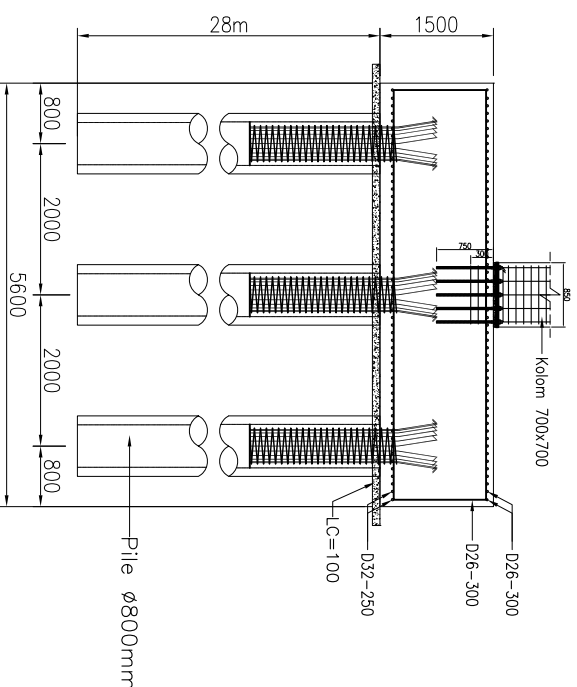
PENULANGAN (P2)

Skala 1 : 100



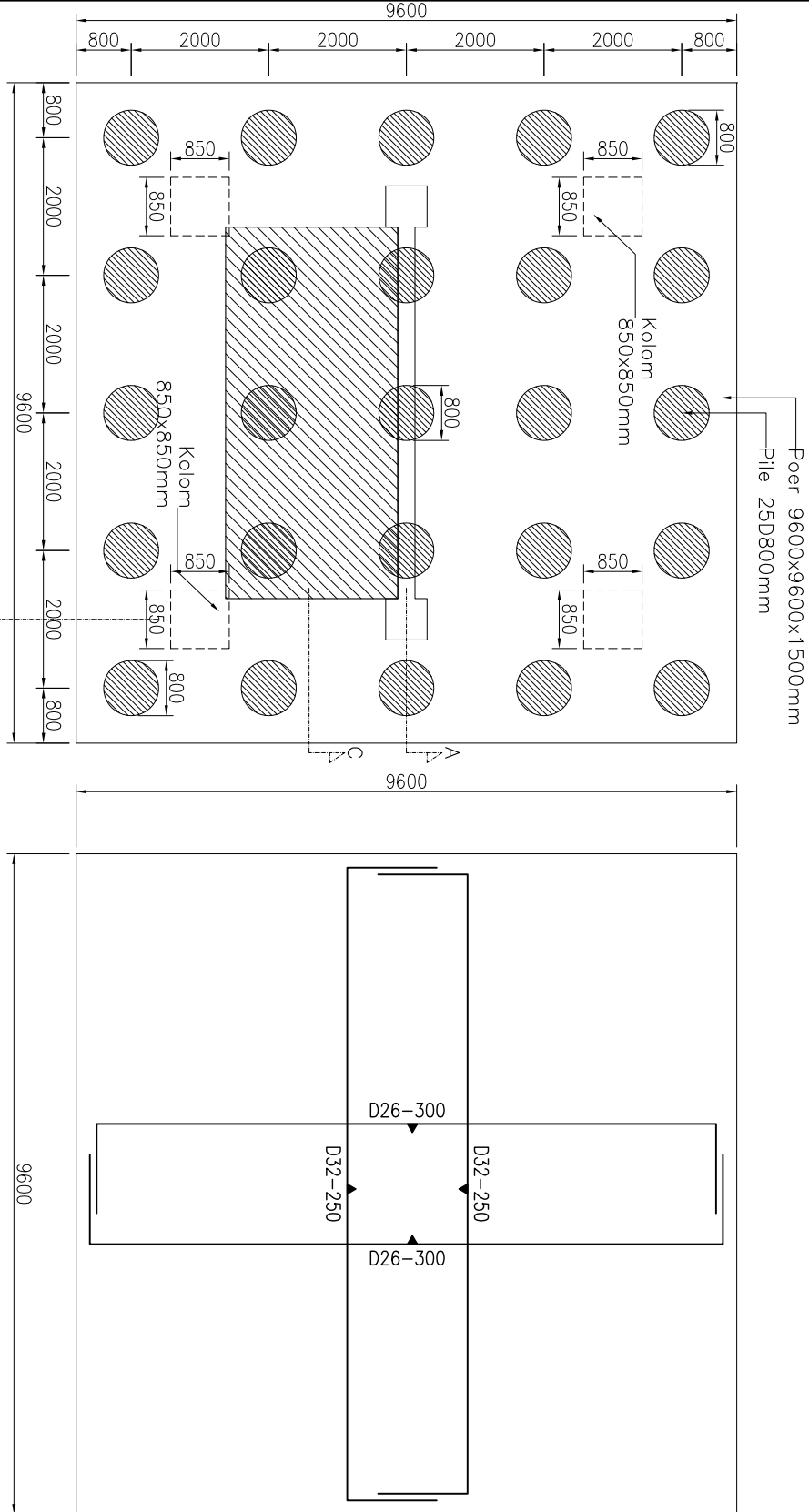
POTONGAN A (P2)

Skala 1 : 100



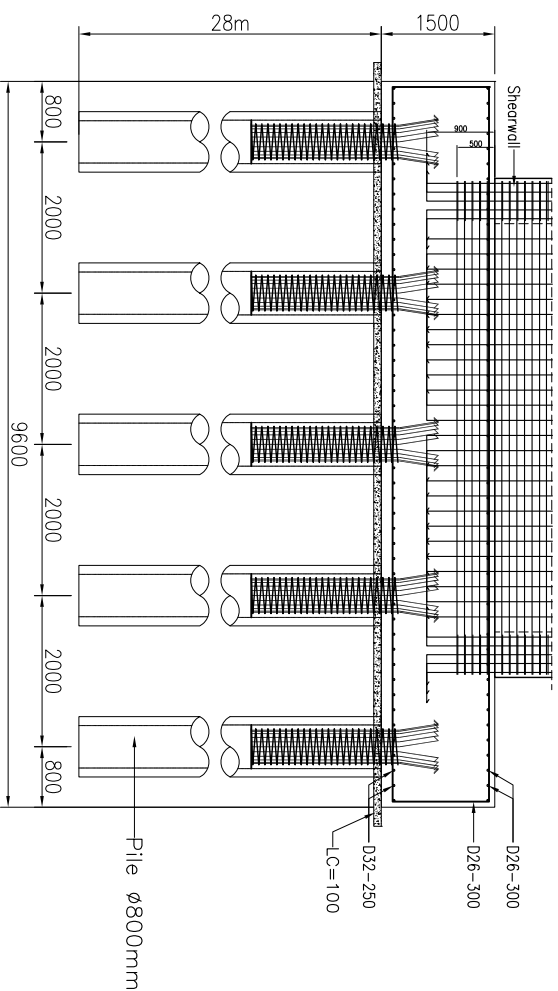
POTONGAN B (P2)

Skala 1 : 100



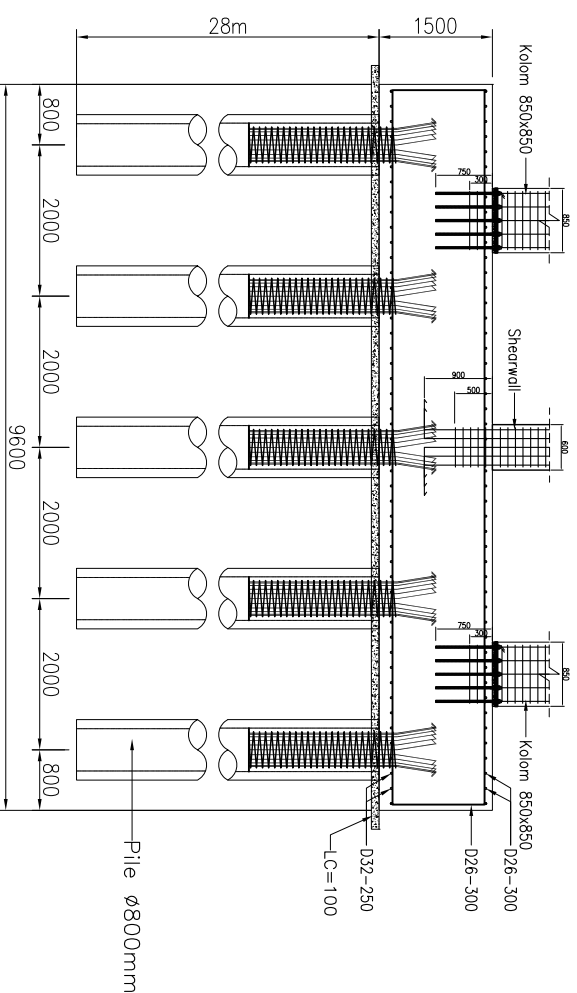
POER (P3)
Skala 1 : 100

PENJLANGAN (P3)
Skala 1 : 100



POTONGAN A (P3)

Skala 1 : 100



POTONGAN B (P3)

Skala 1 : 100



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

(3112100138)

JUDUL GAMBAR

DETAIL PNDASI (P3)

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0105	1:100	STR
------	-------	-----

RENCANA DIMENSI KOLOM			
NO	TYPE	UKURAN PEMAMPANG KOLOM(mm)	
1	K1	850 x 850	
2	KSW	600 x 600	



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
 TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
 PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
 DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

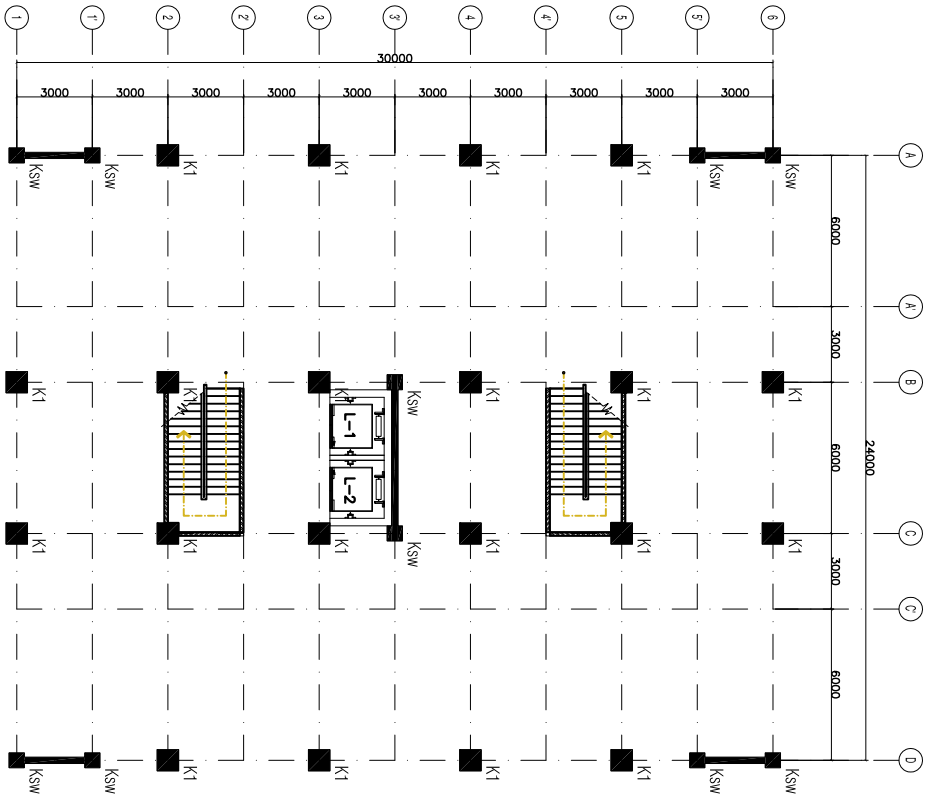
(3112100138)

JUDUL GAMBAR

RENCANA KOLOM LT.1 - LT.5

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0201	1:300	STR
------	-------	-----



RENCANA KOLOM LT.1 – LT.5
 SKALA 1 : 300

RENCANA DIMENSI KOLOM		
NO	TYPE	UKURAN PENAMPANG KOLOM(mm)
1	K2	800 x 800
2	KSW	600 x 600



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
 TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
 PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
 DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

(3112100138)

JUDUL GAMBAR

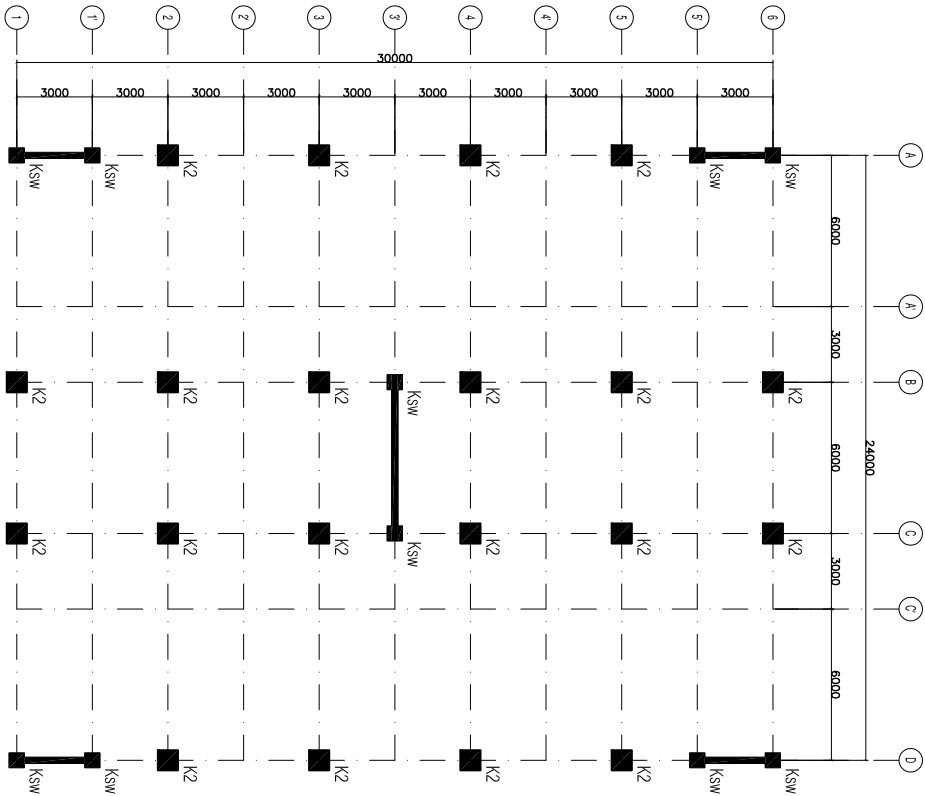
RENCANA KOLOM LT.6 - LT.10

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0202

1:300

STR



RENCANA KOLOM LT.6 – LT.10
 SKALA 1 : 300

RENCANA DIMENSI KOLOM			
NO	TYPE	UKURAN PENAMPANG KOLOM(mm)	
1	K3	700 x 700	
2	KSW	600 x 600	



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
 TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
 PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
 DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

(3112100138)

JUDUL GAMBAR

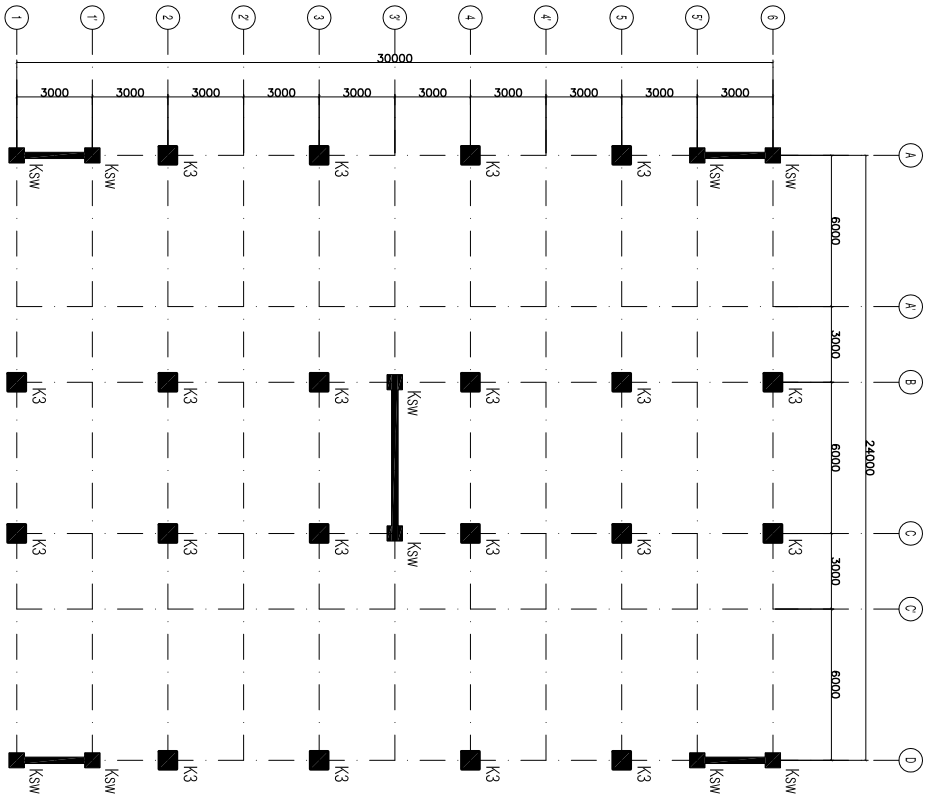
RENCANA KOLOM LT.11 - LT.15

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0203

1:300

STR



RENCANA KOLOM LT.11 – LT.15
 SKALA 1 : 300

RENCANA DIMENSI BALOK		
NO	TYPE	UKURAN PEMANGPAK BALOK (mm)
1	Bl.1	450x700
2	Bl.2	400x600
3	Ba.1	300x450



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERTANTILE
 TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
 PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
 DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

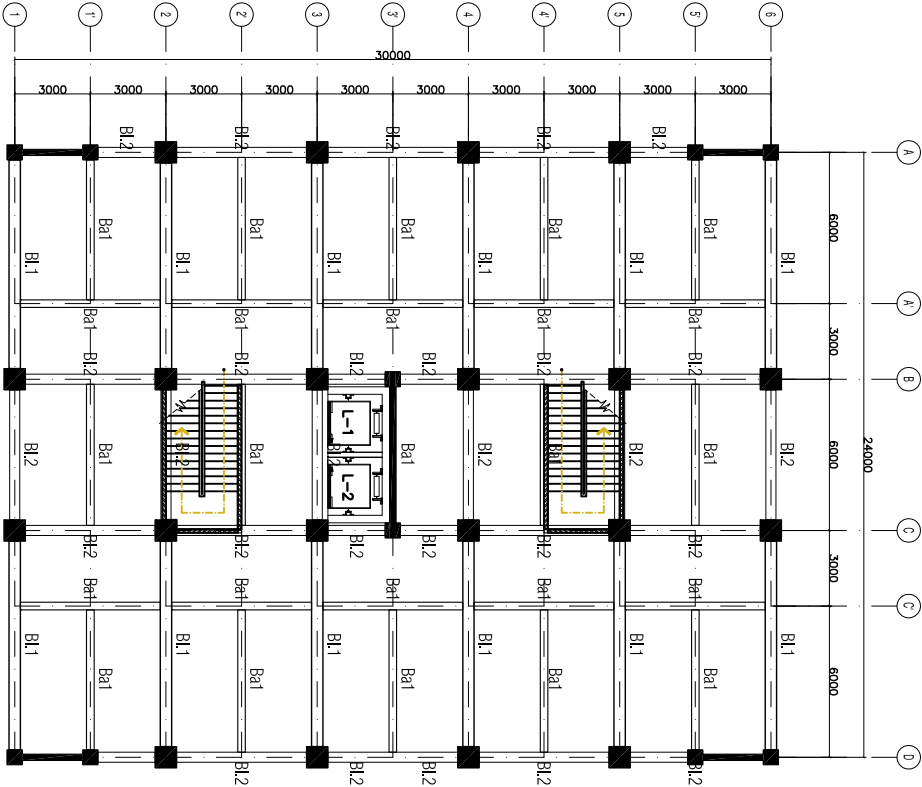
(3112100138)

JUDUL GAMBAR

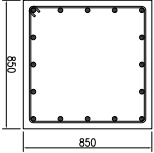
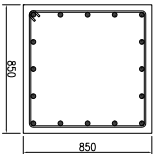
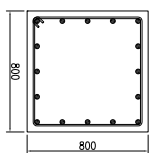
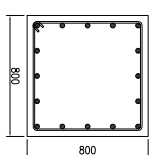
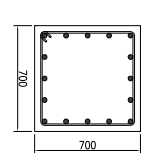
RENCANA BALOK LT.1 - ATAP

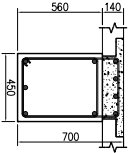
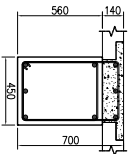
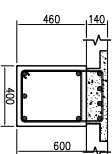
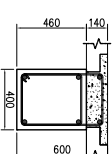
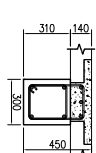
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0204 1:300 STR

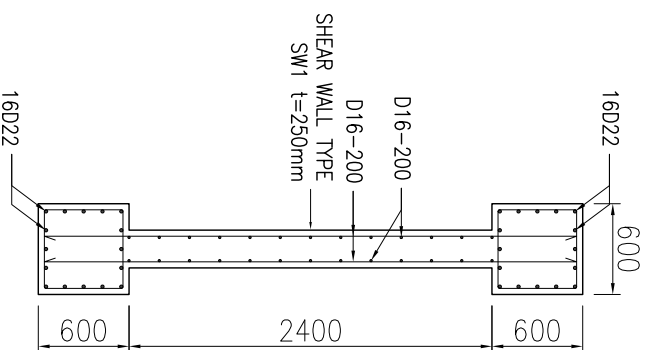


RENCANA BALOK LT.1 – ATAP
 SKALA 1 : 300

TABEL PENULANGAN KOLOM					
K1		K2		K3	
KONDISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
LANTAI 1 s/d LANTAI ATAP					
PENAMPANG KOLOM	850 mm x 850 mm	850 mm x 850 mm	800 mm x 800 mm	800 mm x 800 mm	700 mm x 700 mm
TULANGAN	16 D25	16 D25	16 D25	16 D25	16 D22
BEGEL	D13 – 100	D13 – 150	D13 – 100	D13 – 150	D13 – 150

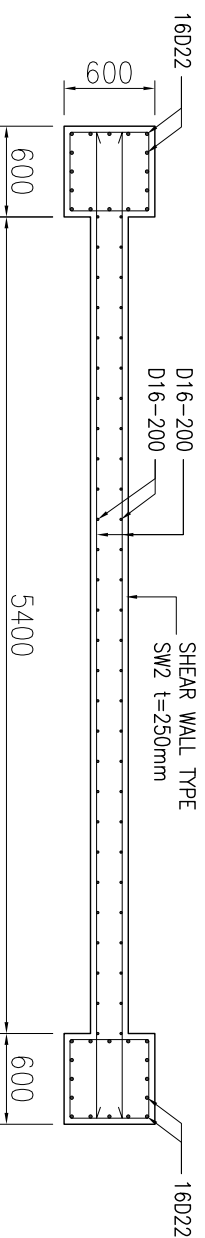
TABEL PENULANGAN BALOK					
BI.1		BI.2		BA	
KONDISI	TULANGAN TUMPUAN	TULANGAN LAPANGAN	TULANGAN TUMPUAN	TULANGAN LAPANGAN	TULANGAN TUMPUAN
SKETSA					
KETERANGAN	-		-		-
PENAMPANG BALOK	450 mm x 700 mm		400 mm x 600 mm		300 mm x 450 mm
DEKING	50 mm		50 mm		50 mm
ATAS	4 D29	3 D29	4 D29	2 D29	3 D22
TENGAH	2 D29	2 D29	2 D29	2 D29	2 D22
BAWAH	3 D29	3 D29	3 D29	2 D29	2 D22
BEGEL	2D13 – 125		2D13 – 250		2D13 – 90

 PROGRAM S-1 JUSURAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS		
JUDUL TUGAS AKHIR		
PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING DAN SISTEM GANDA		
DOSEN PEMBIMBING		
1. Ir. Faimun, Msc., Phd.		
MAHASISWA		
Ardhian Setya Mulyawan		
NRP		
(3112100138)		
JUDUL GAMBAR		
STR		
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
0205	1:50	STR



SHEAR WALL TYPE SW1

Skala 1 : 50



SHEAR WALL TYPE SW2

Skala 1 : 50



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

(3112100138)

JUDUL GAMBAR

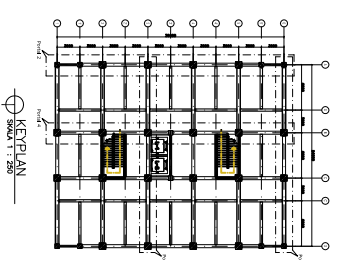
STR

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0206

1:50

STR



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

(3112100138)

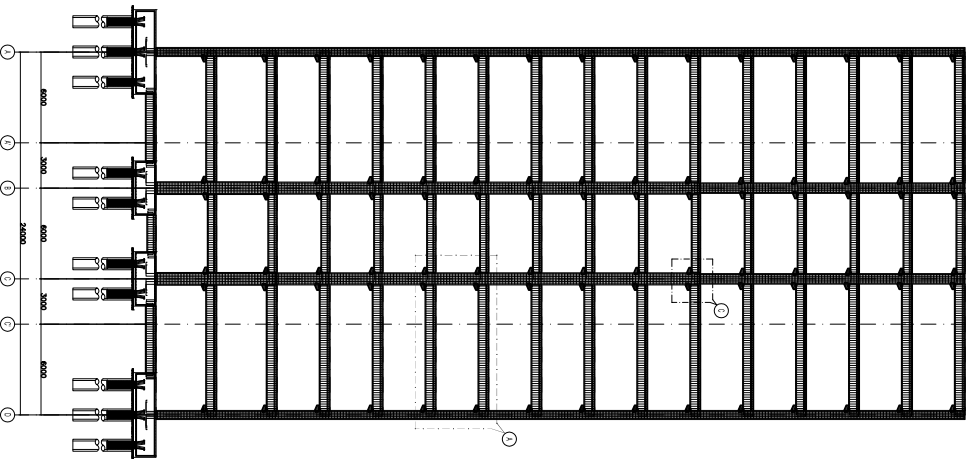
JUDUL GAMBAR

PORTAL 182
LANTAI 1 s/d LANTAI 15

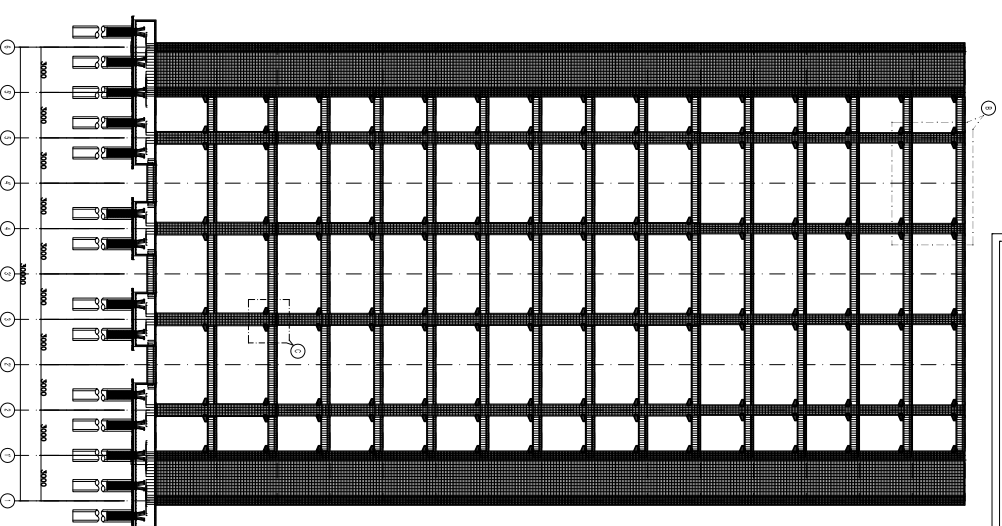
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0401 1:500 STR

EK. ROOF TOP	+33.50
EK. LANTAI 15	+30.00
EK. LANTAI 14	+26.50
EK. LANTAI 13	+23.00
EK. LANTAI 12	+19.50
EK. LANTAI 11	+16.00
EK. LANTAI 10	+12.50
EK. LANTAI 9	+9.00
EK. LANTAI 8	+5.50
EK. LANTAI 7	+2.00
EK. LANTAI 6	+18.50
EK. LANTAI 5	+15.00
EK. LANTAI 4	+11.50
EK. LANTAI 3	+8.00
EK. LANTAI 2	+4.00
EK. LANTAI 1	+0.00



EK. ROOF TOP	+33.50
EK. LANTAI 16	+30.00
EK. LANTAI 14	+26.50
EK. LANTAI 13	+23.00
EK. LANTAI 12	+19.50
EK. LANTAI 11	+16.00
EK. LANTAI 10	+12.50
EK. LANTAI 9	+9.00
EK. LANTAI 8	+5.50
EK. LANTAI 7	+2.00
EK. LANTAI 6	+18.50
EK. LANTAI 5	+15.00
EK. LANTAI 4	+11.50
EK. LANTAI 3	+8.00
EK. LANTAI 2	+4.00
EK. LANTAI 1	+0.00



PENJUALANGAN PELAT LANTAI 1 (EK. ±0.00)			
NO	TYPE	TULANGAN ARAH X	TULANGAN ARAH Y
1	PL 1	D13-300	D13-400
		TEBAL PELAT	DEKING
		150mm	20mm
			± ELV
			±0.00



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

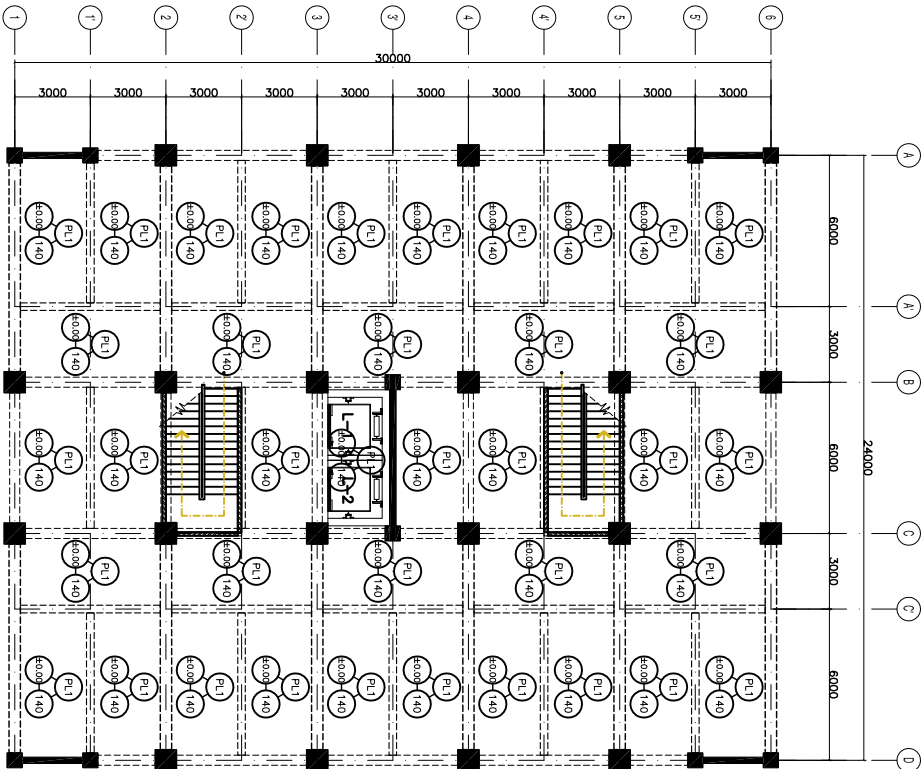
(3112100138)

JUDUL GAMBAR

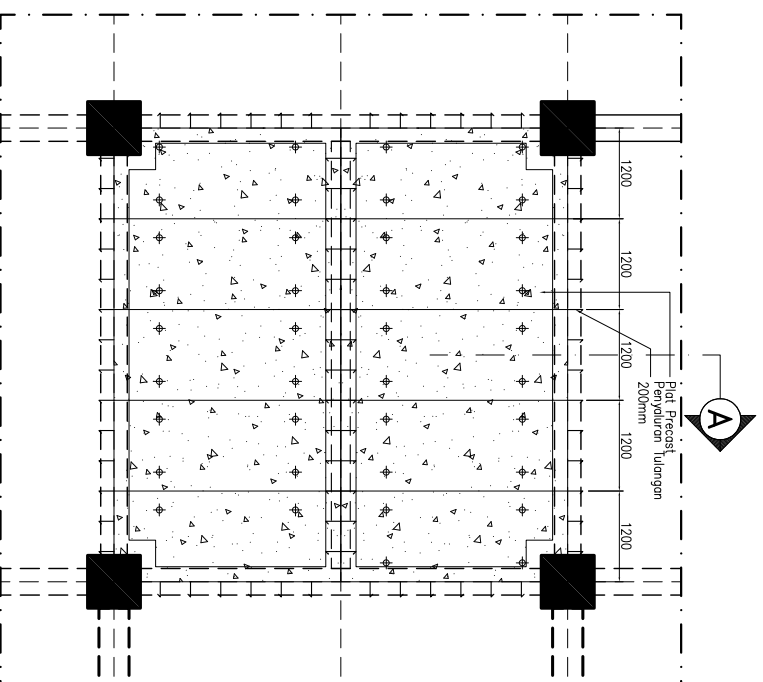
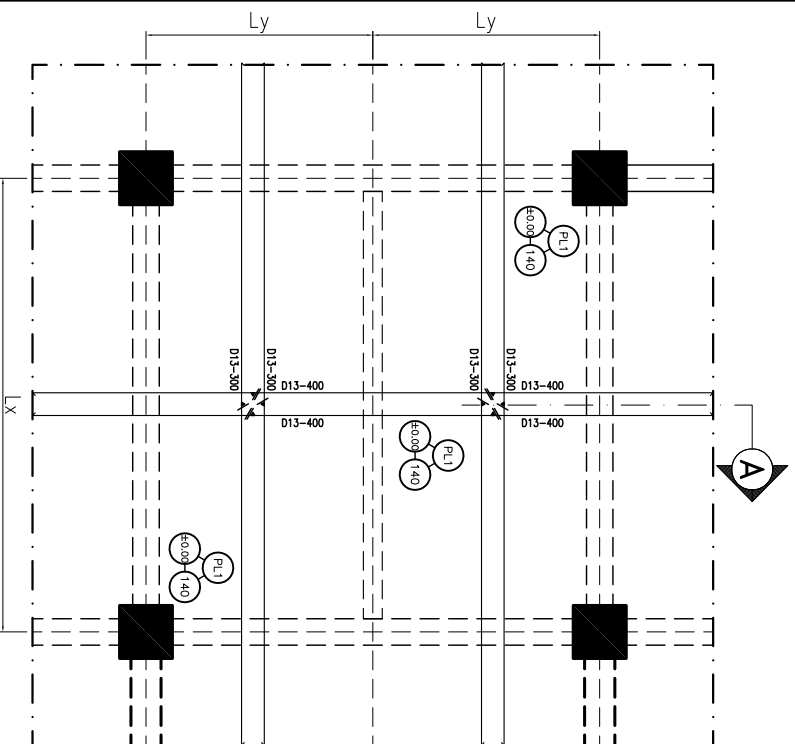
RENCANA PELAT LT.1 - ATAP

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0301 1:300 STR

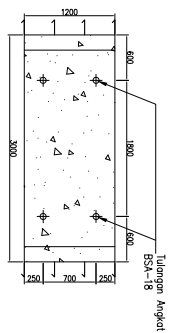
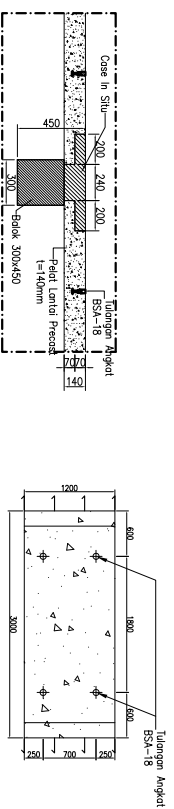


RENCANA PELAT LT.1 – ATAP
SKALA 1 : 300



DETAIL, PENULANGAN PELAT SATU LAPIS

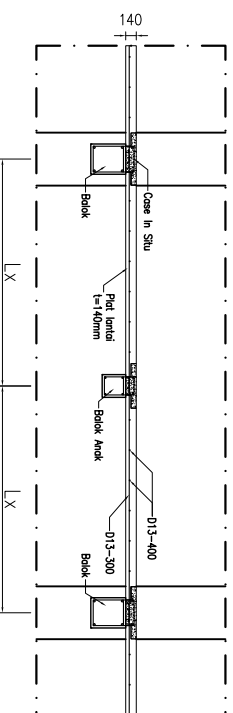
DENAH PELAT PRECAST



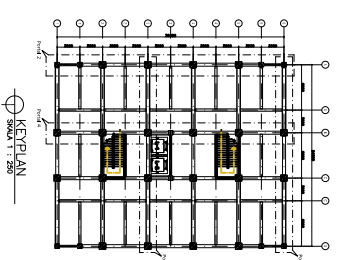
DETAIL PELAT PRECAST

PEMBAGIAN PELAT PRECAST

POT. A PENULANGAN PELAT SATU LAPIS



RENCANA PENULANGAN PLAT LANTAI				
NO	TYPE	ARAH X	ARAH Y	SUSUT
1	PL1	D13-300	D13-400	-
				TEBAL PLAT
				140 mm
				JENIS
				SATU LAPIS



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

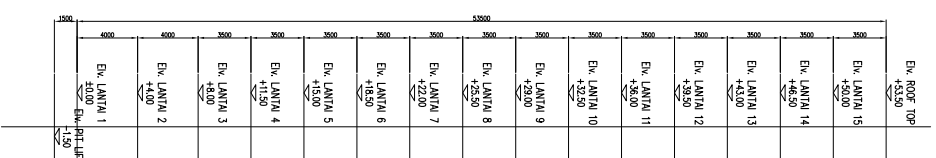
(3112100138)

JUDUL GAMBAR

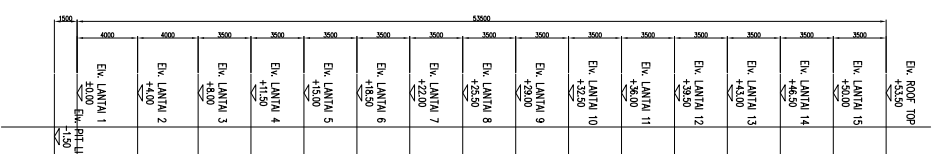
PORTAL 3&4
LANTAI 1 s/d LANTAI 15

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

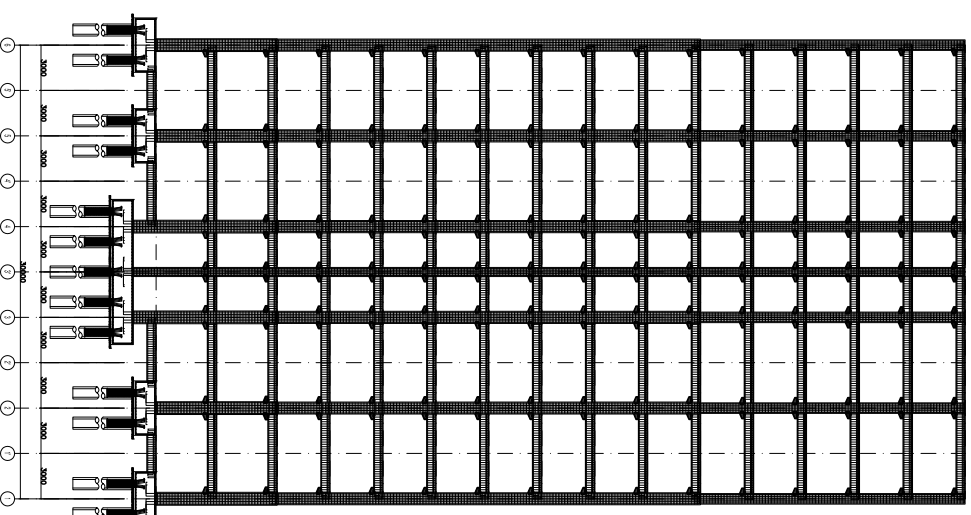
0402	1:500	STR
------	-------	-----

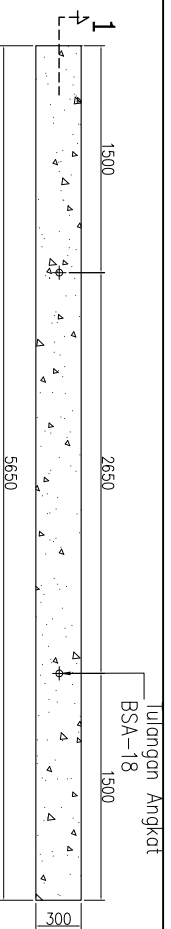


PORTAL 3
SKALA 1 : 500



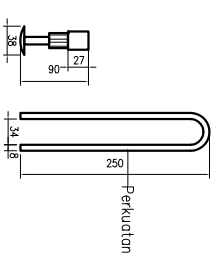
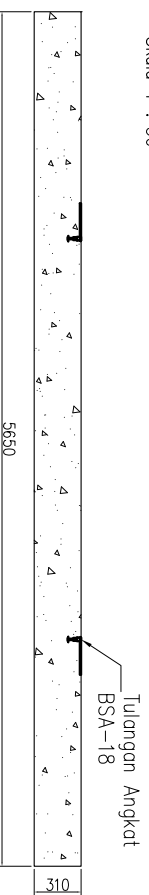
PORTAL 4
SKALA 1 : 500





DETAIL TULANGAN ANGKAT BALOK BA.1

Skala 1 : 50

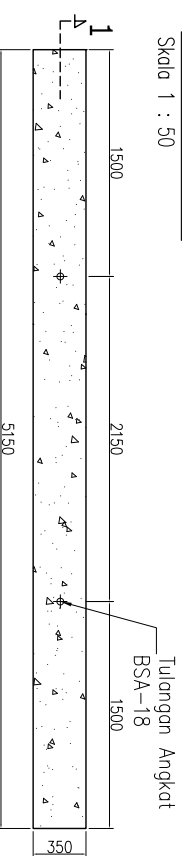


DETAIL TULANGAN ANGKAT BSA-18

Skala 1 : 10

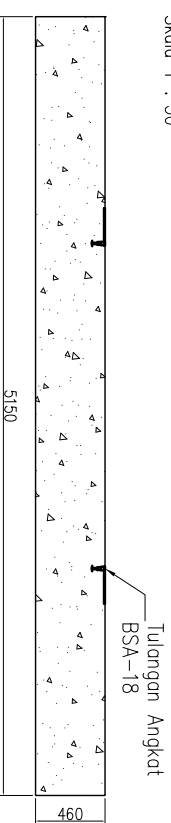
POTONGAN 1

Skala 1 : 50



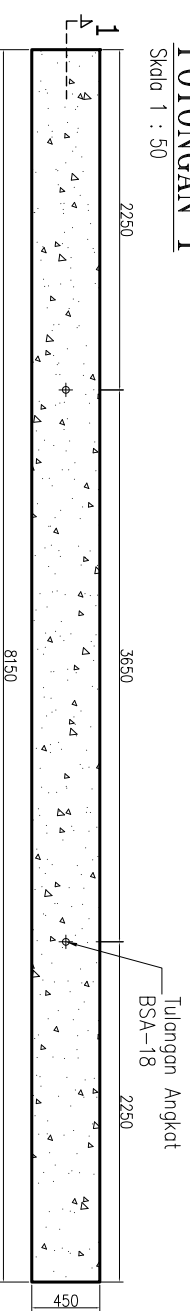
DETAIL TULANGAN ANGKAT BALOK BI.2

Skala 1 : 50



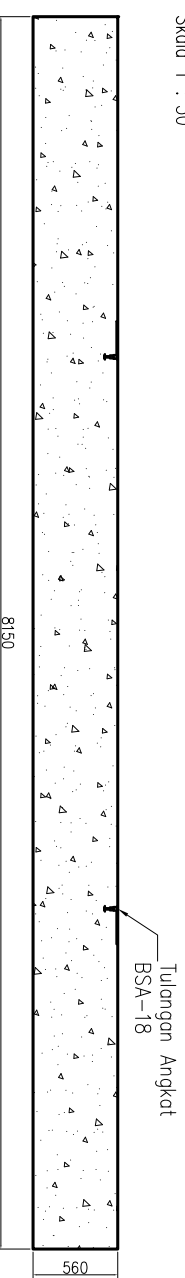
POTONGAN 1

Skala 1 : 50



DETAIL TULANGAN ANGKAT BALOK BI.1

Skala 1 : 50



POTONGAN 1

Skala 1 : 50



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

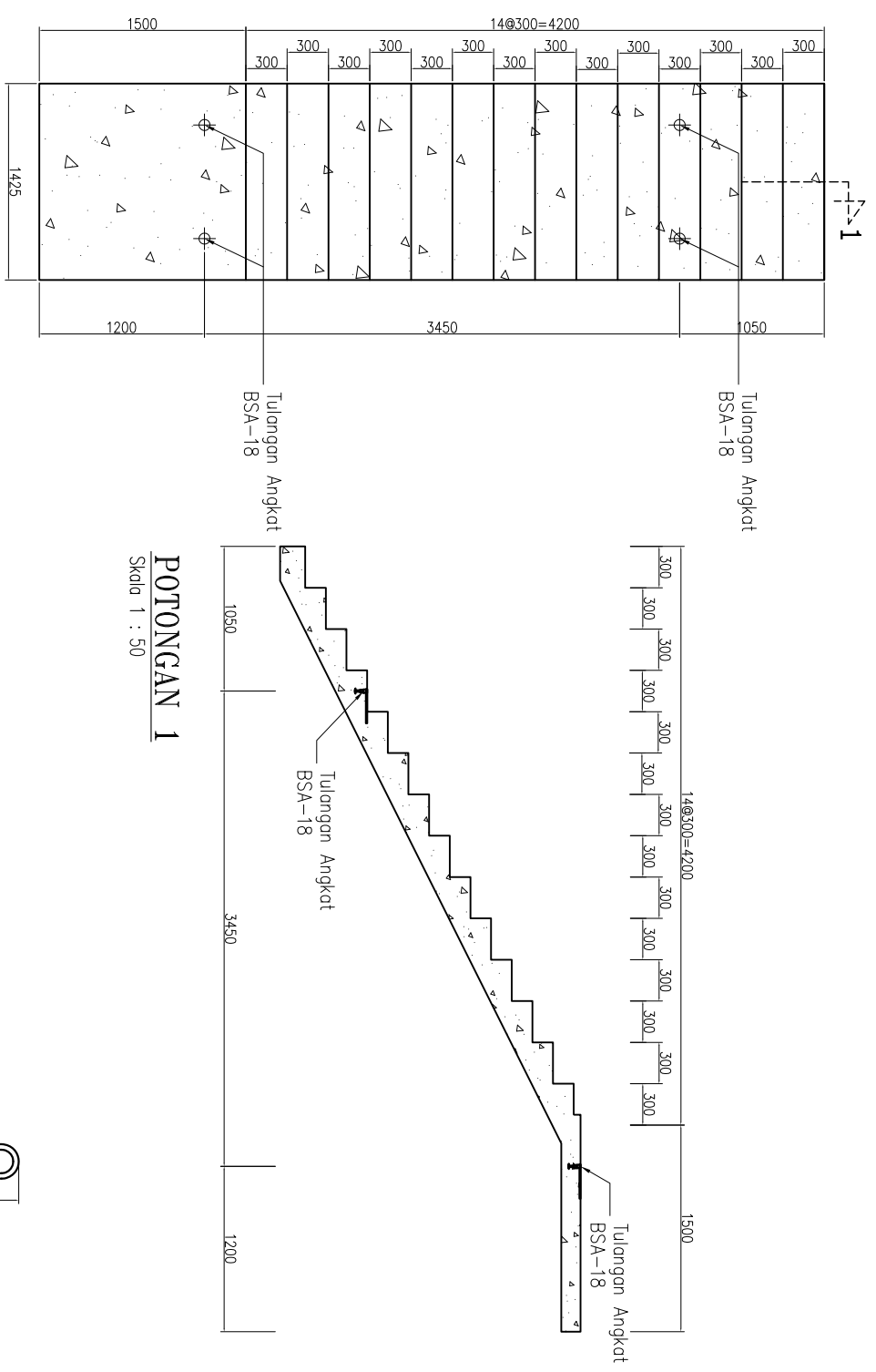
(3112100138)

JUDUL GAMBAR

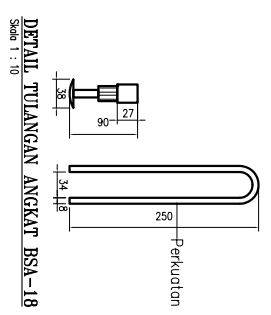
DETAIL TULANGAN ANGKAT BI.1,
BI.2 & BA

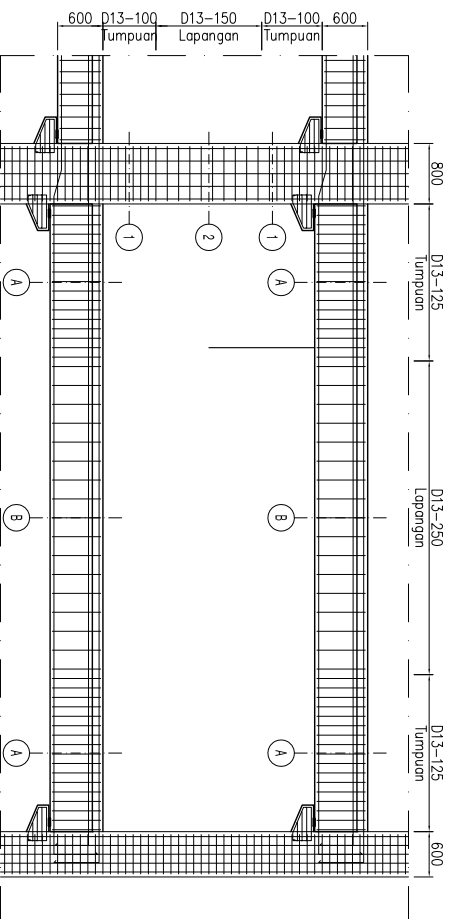
NO. GMB SKALA KODE GMB

0303 1:50 STR

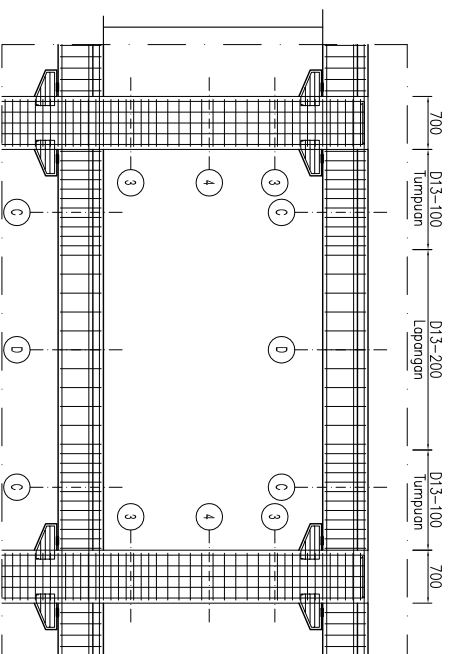
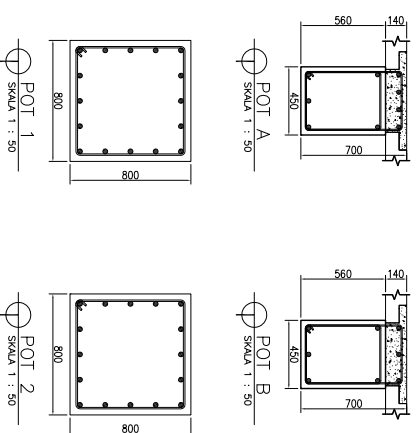


DETAIL TULANGAN ANGKAT TANGGA (LANTAI 1 s/d LANTAI 2)
Skala 1 : 50

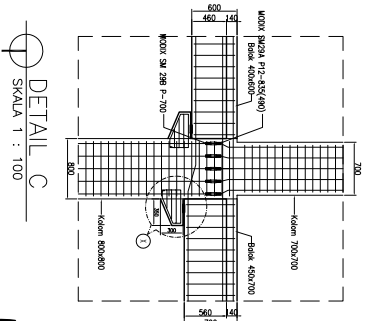
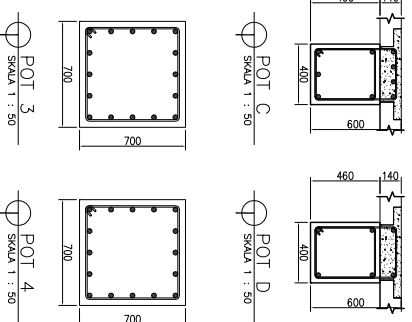




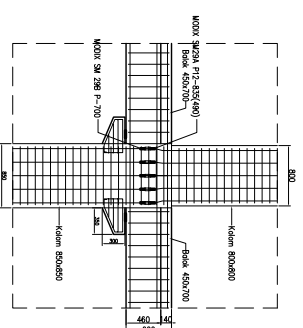
DETAIL A
SKALA 1 : 100



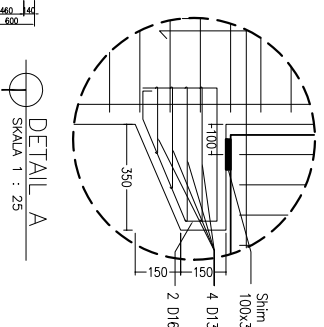
DETAIL B
SKALA 1 : 100




DETAIL C
SKALA 1 : 100

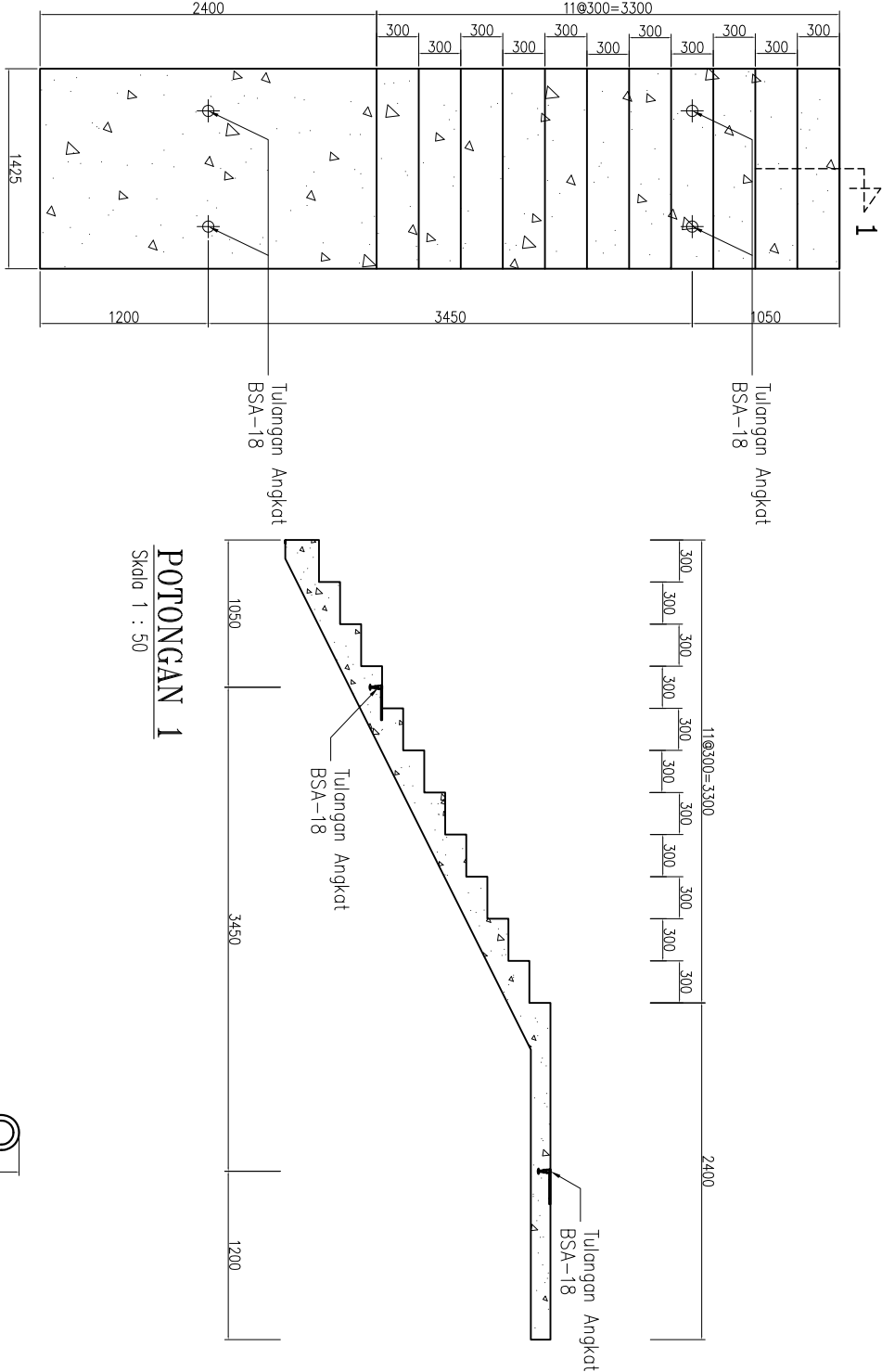


DETAIL D
SKALA 1 : 100



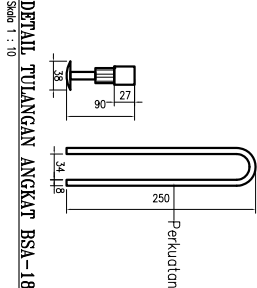
DETAIL A
SKALA 1 : 25

<div><div>ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div></div> <div>PROGRAM S-1 JUSURAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</div>			JUDUL TUGAS AKHIR		
PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING DAN SISTEM GANDA			DOSEN PEMBIMBING		
1. Ir. Faimun, Msc., Phd.					
MAHASISWA					
Ardhian Setya Mulyawan					
NRP					
(3112100138)					
JUDUL GAMBAR					
DETAIL PORTAL					
NO. GMB	SKALA	KODE GMB			
0403	1:100	STR			



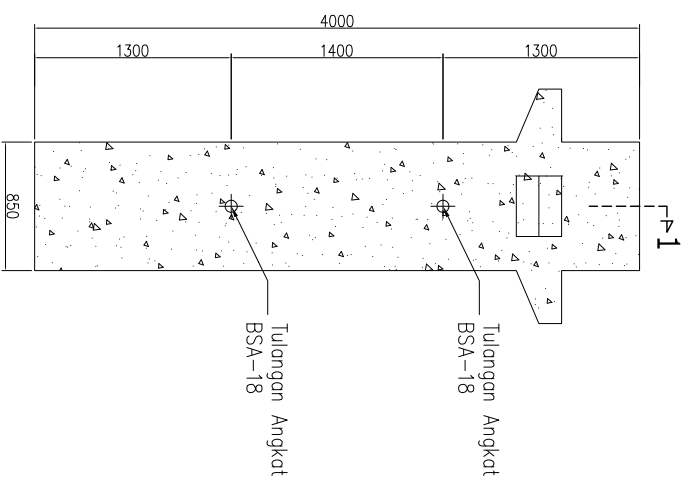
DETAIL TULANGAN ANGKAT TANGGA (LANTAI 3 s/d LANTAI 17)

Skala 1 : 50

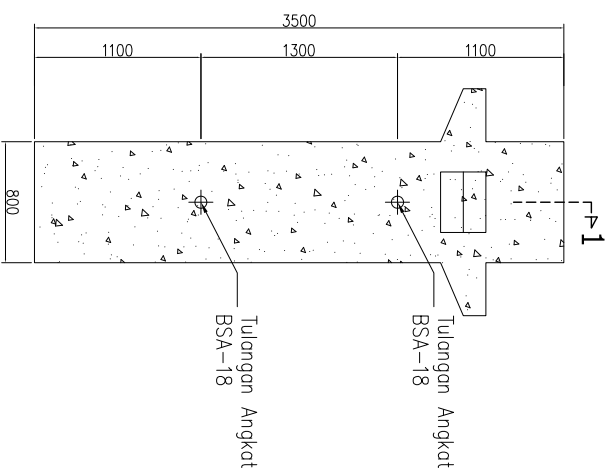


DETAIL TULANGAN ANGKAT BSA-18

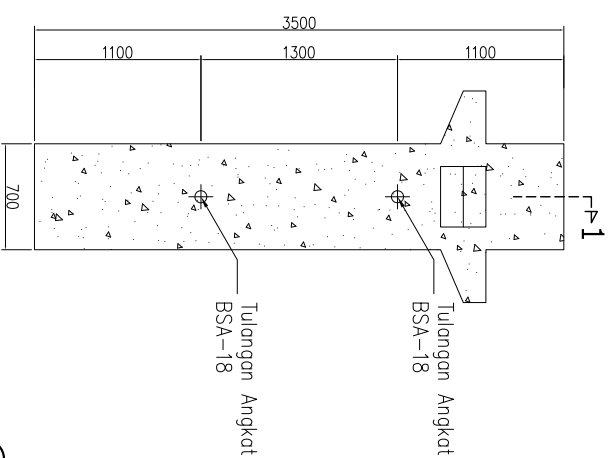
Skala 1 : 10



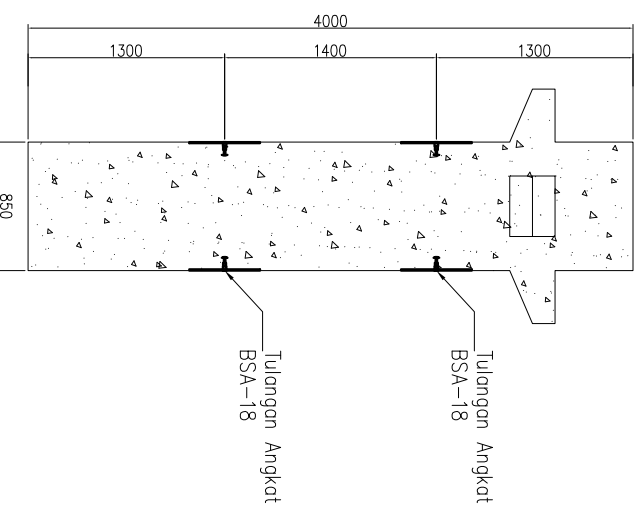
DETAIL TULANGAN ANGKAT K1
Skala 1 : 50



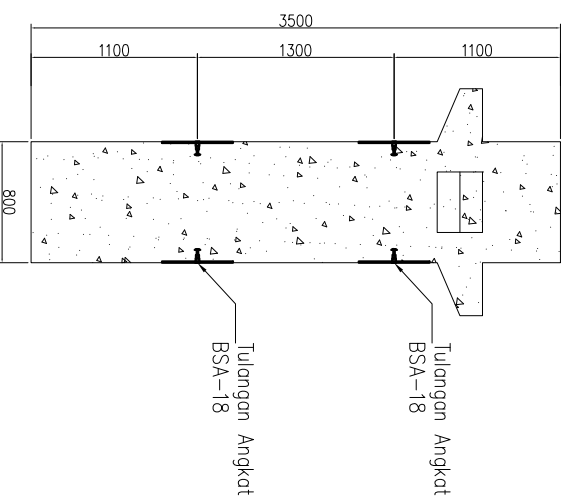
DETAIL TULANGAN ANGKAT K2
Skala 1 : 50



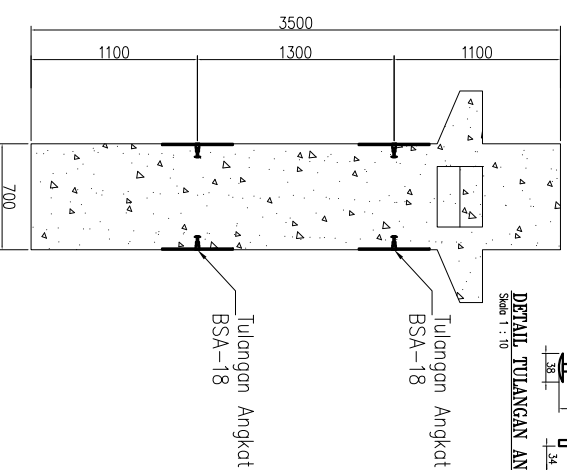
DETAIL TULANGAN ANGKAT K3
Skala 1 : 50



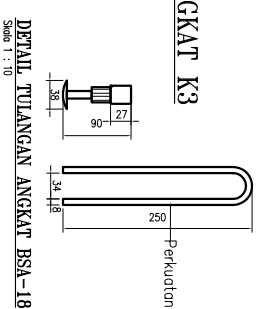
POTONGAN 1
Skala 1 : 50




POTONGAN 1
Skala 1 : 50

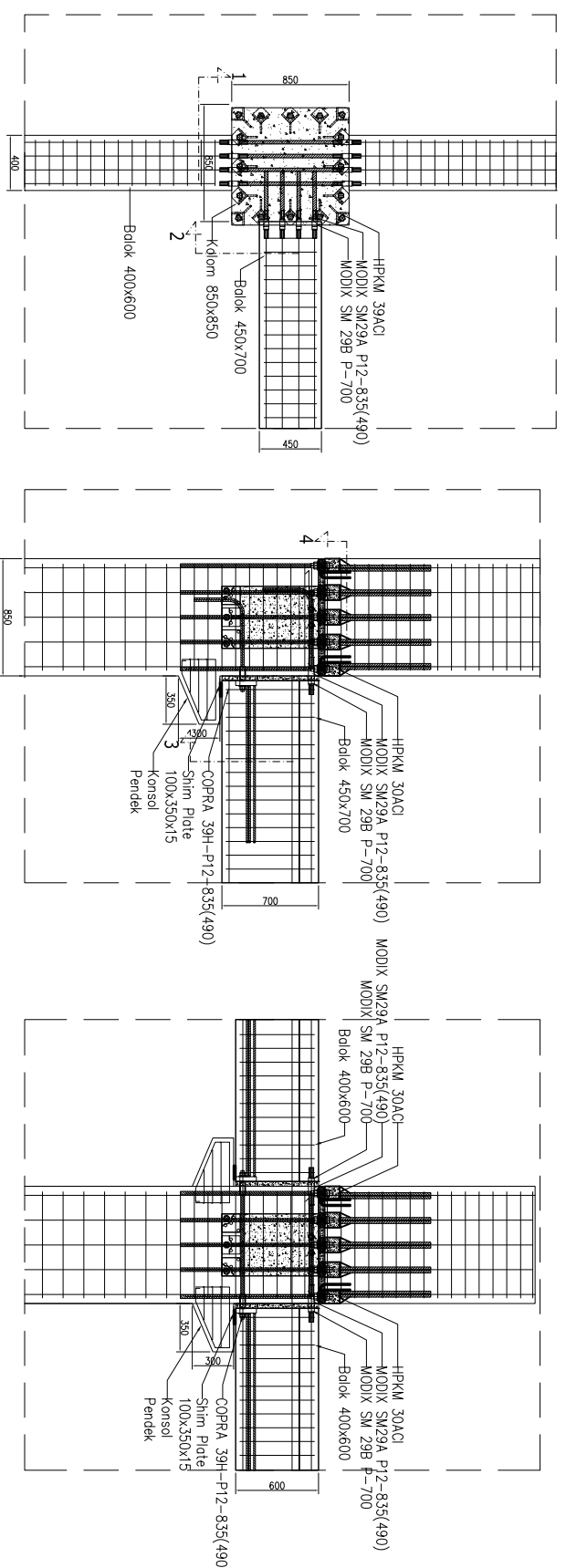


POTONGAN 1
Skala 1 : 50



DETAIL TULANGAN ANGKAT BSA-18
Skala 1 : 10

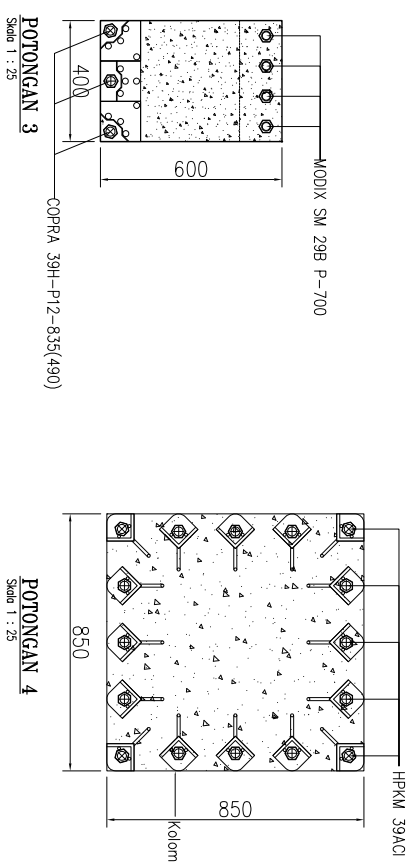
 <p>PROGRAM S-1 JUSURAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p>			JUDUL TUGAS AKHIR		
PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING DAN SISTEM GANDA			DOSEN PEMBIMBING		
1. Ir. Faimun, Msc., Phd.					
MAHASISWA					
Ardhian Setya Mulyawan					
NRP					
(3112100138)					
JUDUL GAMBAR					
DETAIL TULANGAN ANGKAT K1, K2 & K3					
NO. GMB	SKALA	KODE GMB			
0306	1:50	STR			



DETAIL SAMBUNGAN BALOK BL.1-KOLOM KI-BALOK BL.2

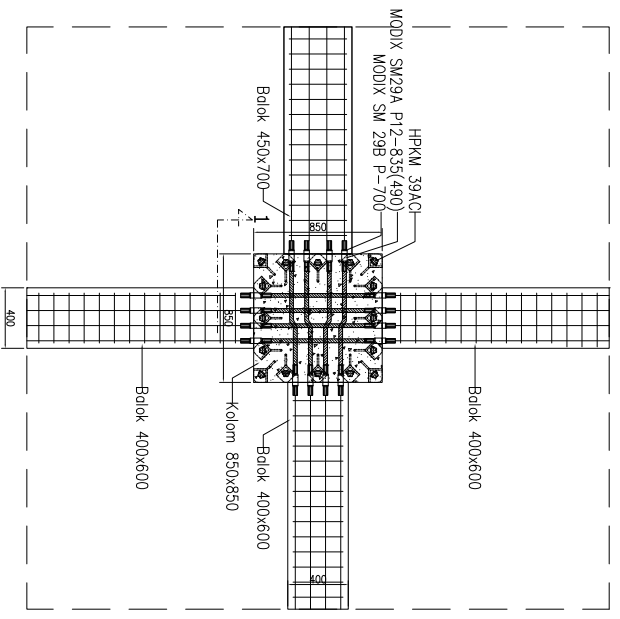
POTONGAN 1

POTONGAN 2

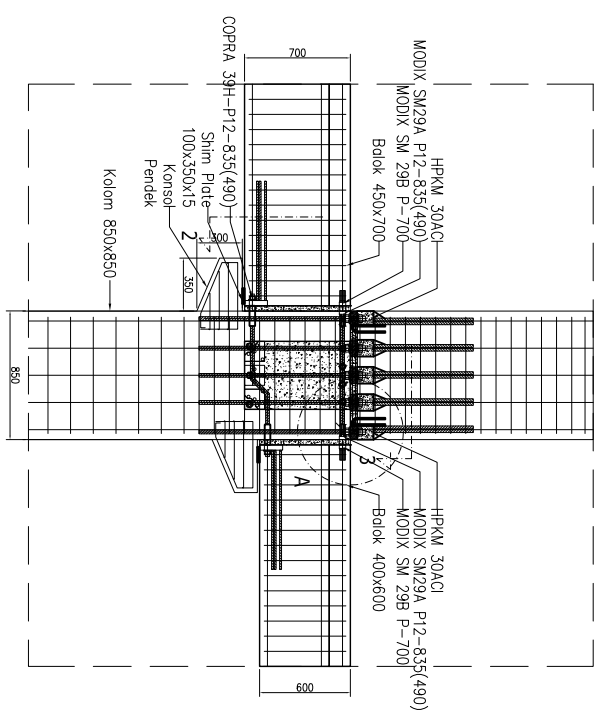


POTONGAN 3

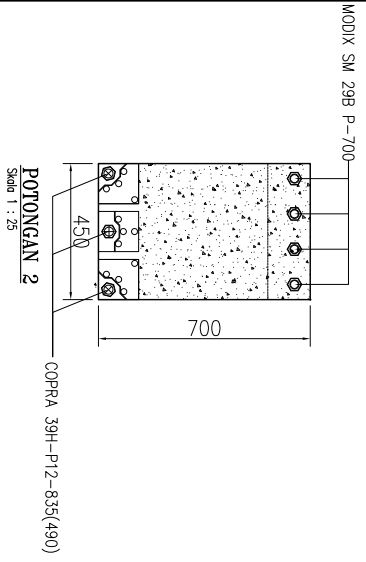
POTONGAN 4



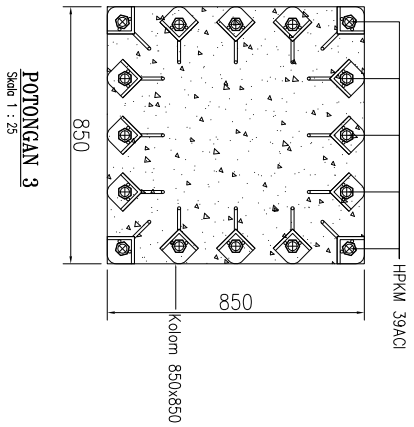
DETAIL SAMBUNGAN BALOK BL.1-KOLOM K1-BALOK BL.2
Scale 1 : 50



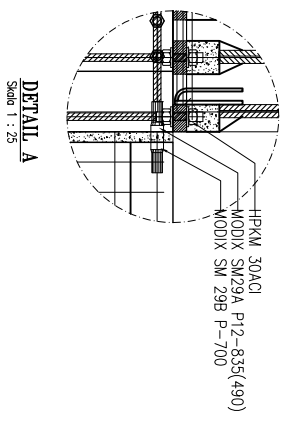
POTONGAN 1
Scale 1 : 50



POTONGAN 2
Scale 1 : 25



POTONGAN 3
Scale 1 : 25



DETAIL A
Scale 1 : 25



**PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA**

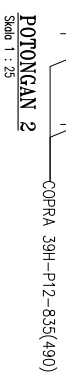
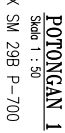
1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

Ardhian Setya Mulyawan

(3112100138)

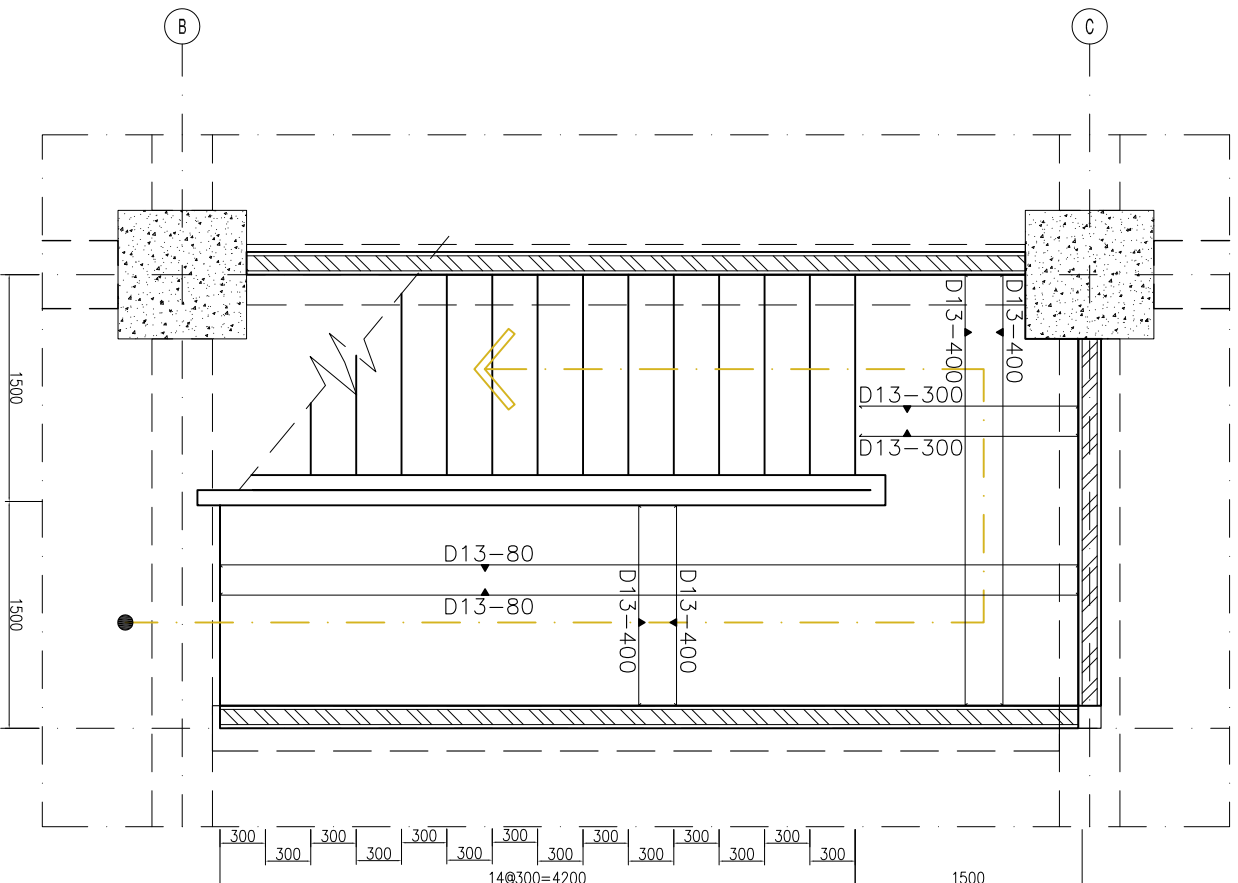
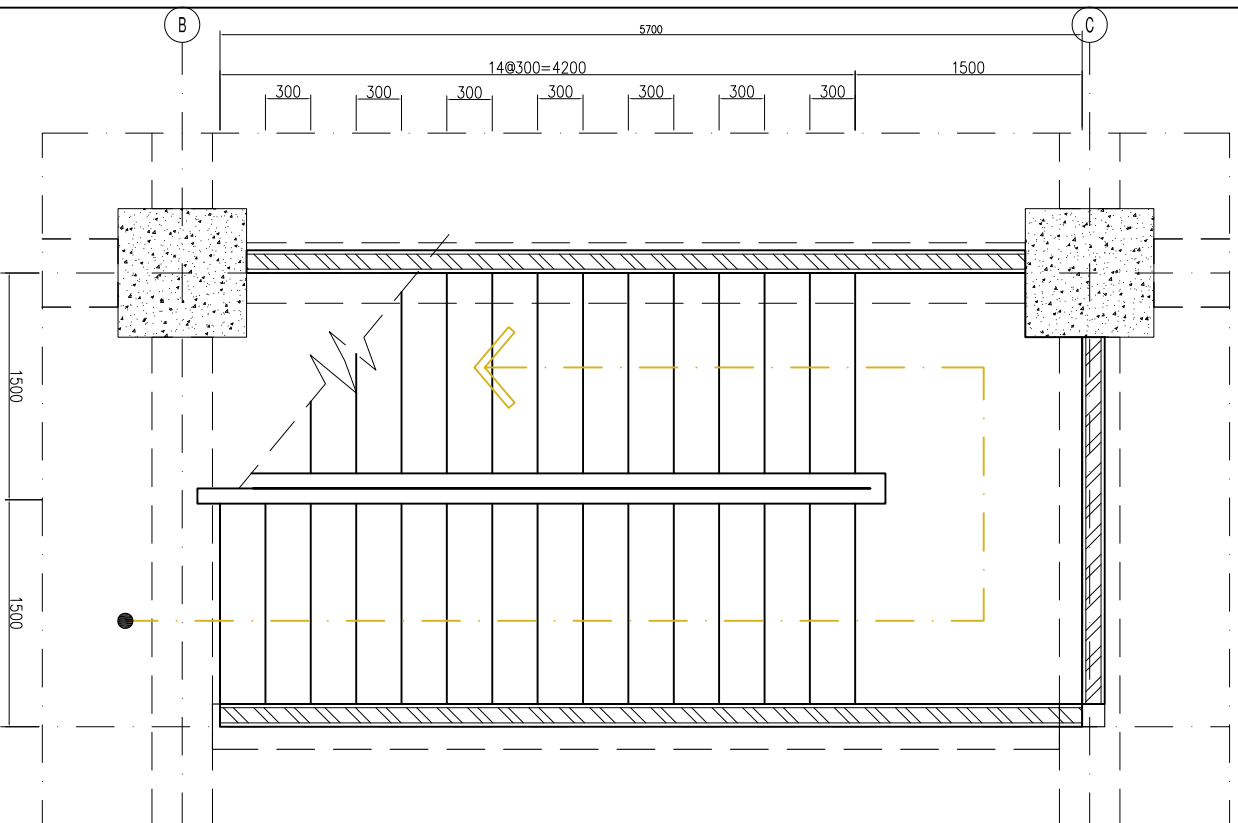
DETAIL SAMBUNGAN

0406	1:50	STR
------	------	-----



DETAIL SAMBUNGAN BALOK BI.2 - BALOK BA

DETAIL SAMBUNGAN BALOK BA - BALOK BA



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc., Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

(3112100138)

JUDUL GAMBAR

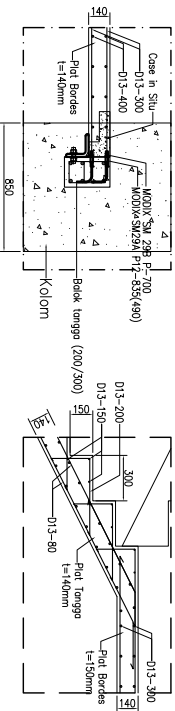
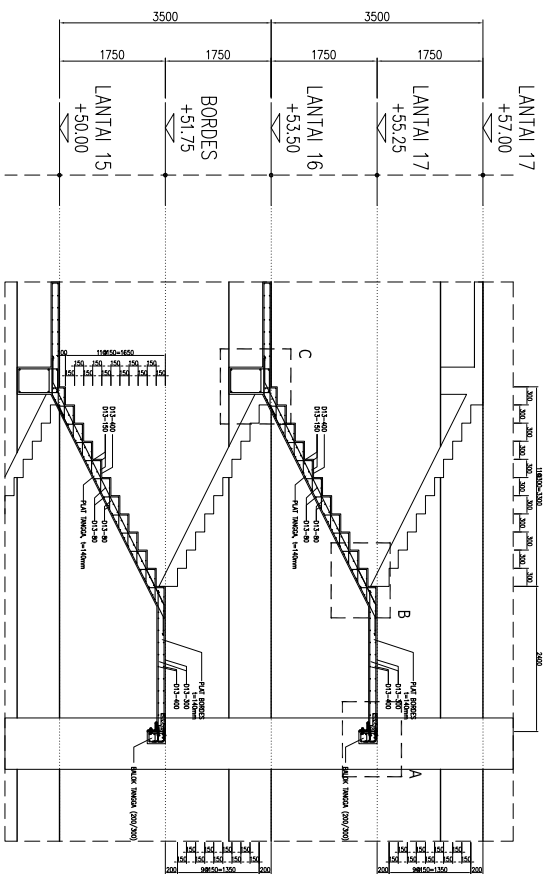
DETAIL SAMBUNGAN

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
0501	1:50	STR

0501

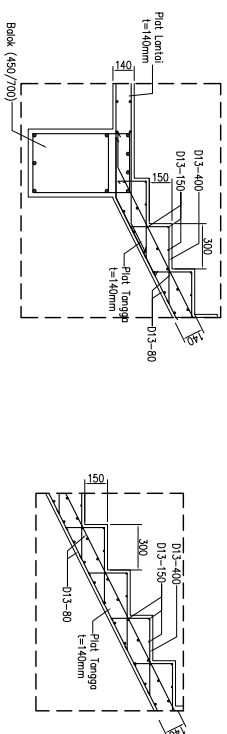
1:50

STR



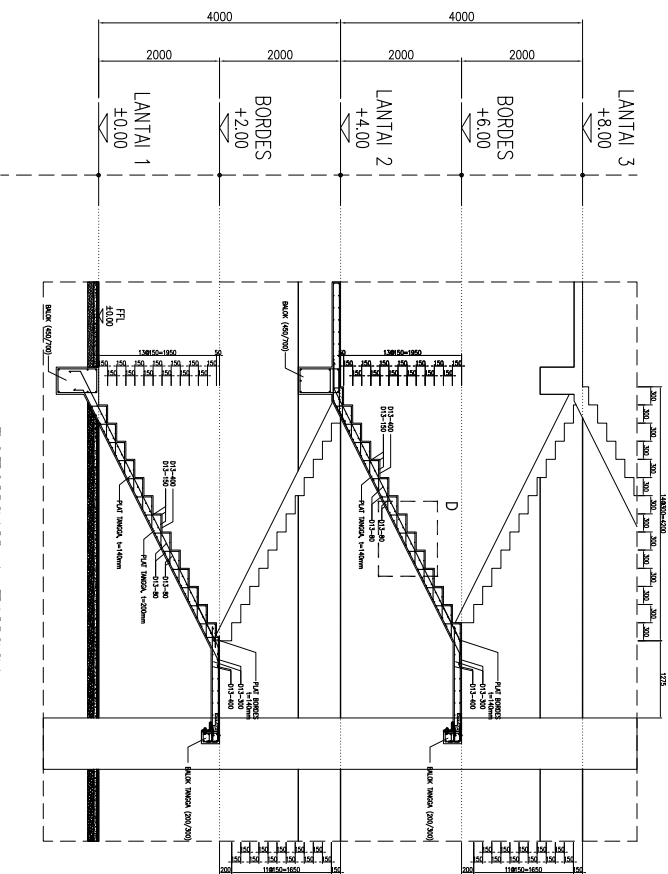
DETAIL A
Skala 1 : 50

DETAIL B
Skala 1 : 50



DETAIL C
Skala 1 : 50

DETAIL D
Skala 1 : 50



POTONGAN A TANGGA
Skala 1 : 125

KODE	TABEL. PENULANGAN BALOK TANGGA	
KONDISI	TULANGAN TUMPUHAN	TULANGAN LAPANGAN
SKETSA		
KETERANGAN	200 mm x 300 mm	
PENAMPANG BALOK	50 mm	
DEKING	2 D22	3 D22
ATAS	2 D22	2 D22
TENGAH	2 D22	2 D22
BAWAH	2 D22	2 D22
BESEL	2D10 – 50	2D10 – 100



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG MERCANTILE
TOWER MENGGUNAKAN METODE BETON
PRACETAK DENGAN SAMBUNGAN KERING
DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

1. Ir. Faimun, Msc, Phd.

MAHASISWA

Ardhian Setya Mulyawan

NRP

(3112100138)

JUDUL GAMBAR

POTONGAN DAN DETAIL TANGGA

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

0502 1.125 STR



BECO Beam Shoe

For bolted beam-to-column connections

Version: Peikko Group 11/2015



Technical Manual

About BECO Beam Shoe

2. Resistances

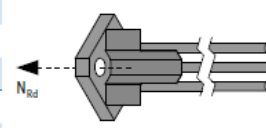
The resistances of BECO Beam Shoes are determined by a design concept that makes reference to the following standards:

- EN 1992-1-1:2004/AC:2010
- EN 1993-1-1:2005/AC:2009
- EN 1993-1-8:2005

BECO Beam Shoes are designed to withstand tensile forces corresponding to the design value resistances of COPRA Anchoring Couplers. The maximum design value resistances of individual BECO Beam Shoes are given in Table 2.

Table 2. Design value resistances of individual BECO Beam Shoes for concrete grade C30/37.

Beam Shoe	Anchoring Coupler	N_{Rd} [kN]
BECO 16H	COPRA 16H-...*	62
BECO 20H	COPRA 20H-...*	96
BECO 24H	COPRA 24H-...*	139
BECO 30H	COPRA 30H-...*	220
BECO 39H	COPRA 39H-...*	383
BECO 30P	COPRA 30P-...*	299
BECO 36P	COPRA 36P-...*	436
BECO 39P	COPRA 39P-...*	521
BECO 45P	COPRA 45P-...*	697
BECO 52P	COPRA 52P-...*	938



* See the section entitled "Selecting connection components" for more information about product code of COPRA. The maximum resistance of BECO Beam Shoes is based on the tensile resistance of the COPRA Anchoring Couplers N_{Rd} .

2.1 Fire resistance

The concrete cover of the anchoring coupler and the anchor bars of the beam shoes should be at least equivalent to the concrete cover of the reinforcement of the precast beam elements. If the fire resistance of the beam shoe connection is judged to be insufficient, the concrete cover of the beam shoe must be increased by increasing the dimensions of the precast beam.



COPRA Anchoring Coupler

For bolted connections

Version: Peikko Group 11/2015



Technical Manual

About COPRA Anchoring Coupler

Table 3. Dimensions of the double-sided COPRA D.

		Load class H					Load class P				
		Load class H					Load class P				
		COPRA 16H	COPRA 20H	COPRA 24H	COPRA 30H	COPRA 39H	COPRA 30P	COPRA 36P	COPRA 39P	COPRA 45P	COPRA 52P
M		M16	M20	M24	M30	M39	M30	M36	M39	M45	M52
l _{th}	[mm]	130	145	166	195	245	195	220	245	263	320
l _{ca}	[mm]	48	60	72	90	120	90	108	120	135	160
Ø _c	[mm]	25	30	35	50	65	50	60	65	75	90
Ø	[mm]	16	20	25	32	40	30	36	39	45	52
Color code		Yellow	Blue	Gray	Green	Orange	Black	Red	Brown	Purple	White

NOTE: The total length of the double-sided COPRA Anchoring Coupler should be defined according to the dimensions of the concrete member.

The connecting bar in the double-sided H load class model is manufactured from ribbed bars with threads on both ends and can be produced with a minimum length of 350mm. The connecting bar in the P load class model is manufactured from weldable threaded bar.

1.3.1 Anchoring couplers with bent anchor bars

The anchor bars in single-sided COPRA Anchoring Couplers may be bent to fit in shallow concrete members. The minimum dimensions of the bent part are specified in Table 4 and should be also taken into account when designing the bent anchoring couplers.



MODIX Rebar Couplers

Safe and flexible rebar splicing system

Version: Peikko Group 01/2016



Technical Manual

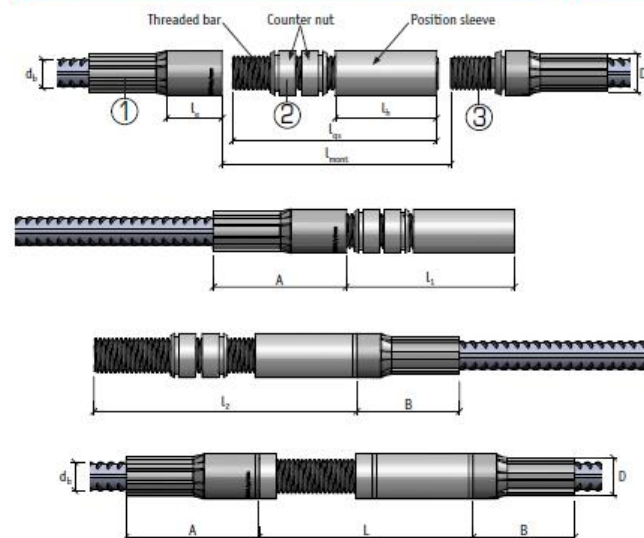
About MODIX Rebar Couplers

MODIX® PM (Position Coupler)

- For connecting straight or bent bars
- None of the bars can move axially or rotate



Coupler type	Bar Ø d _s [mm]	Coupler Ø D [mm]	Length Part A [mm]	Thread length Part A l ₁ [mm]	Length l ₁ [mm]	Length l ₂ [mm]	Length of position sleeve l ₃ [mm]	Length threaded bar l ₄ [mm]	Max. free spacing l _{max} [mm]	Length L [mm]	ISO metric thread M	Color of thread protector
PM10	10	17.5	52	21	58	95	37	79	59	74	M 12 x 1.75	Orange
PM12	12	21.0	63	26	72	119	48	98	73	93	M 16 x 2	Yellow
PM14	14	24.0	72	30	81	135	55	111	82	105	M 18 x 2.5	Blue
PM16	16	27.0	80	33	88	148	61	121	89	115	M 20 x 2.5	White
PM20	20	33.0	98	37	99	167	69	136	100	130	M 24 x 3	Gray
PM25	25	41.0	122	44	117	200	83	161	118	156	M 30 x 3.5	Red
PM28	28	47.0	141	51	136	233	97	187	137	182	M 36 x 4	Black
PM32	32	53.0	156	59	155	267	112	214	156	208	M 42 x 4.5	Brown
PM40	40	63.5	163	65	175	301	127	240	173	234	M 48 x 5.0	Green





HPKM® Column Shoe

For bolted column connections
designed according to ACI 318M-11

Version: ACI-M 10/2015



Technical Manual

About HPKM® Column Shoe

Table 4. Design values of tensile or compressive resistances ϕP_n of individual HPKM® Column Shoes for concrete grade 30 MPa cylinder strength. Anchor bolt material grade 60 according to standard ASTM A615M.

Column Shoe	Rebar Anchor Bolt	ϕP_n [kN]	
HPKM 16 ACI	HPM 16 ACI ASTM	63	
HPKM 20 ACI	HPM 20 ACI ASTM	97	
HPKM 24 ACI	HPM 24 ACI ASTM	141	
HPKM 30 ACI	HPM 30 ACI ASTM	224	
HPKM 39 ACI	HPM 39 ACI ASTM	390	

Table 5. Design values of tensile or compressive resistances ϕP_n of individual HPKM® Column Shoes for concrete grade 30 MPa cylinder strength. Anchor bolt material B500B according to standard EN 10080.

Column Shoe	Rebar Anchor Bolt	ϕP_n [kN]	
HPKM 16 ACI	HPM 16 ACI EN	55	
HPKM 20 ACI	HPM 20 ACI EN	86	
HPKM 24 ACI	HPM 24 ACI EN	125	
HPKM 30 ACI	HPM 30 ACI EN	199	
HPKM 39 ACI	HPM 39 ACI EN	346	



HPM Rebar Anchor Bolt

For bolted connections

European Technical Approval ETA-02/0006

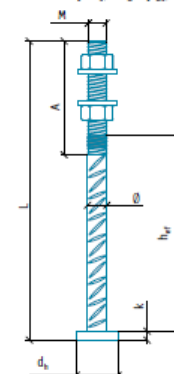
Version: Peikko Group 04/2015



Technical Manual

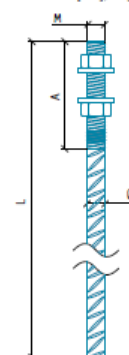
About HPM Rebar Anchor Bolt

Table 3. Dimensions [mm], weight [kg], and color codes of HPM L Anchor Bolts.



	HPM 16 L	HPM 20 L	HPM 24 L	HPM 30 L	HPM 39 L
M	M16	M20	M24	M30	M39
A	140	140	170	190	200
Stress area of the thread	157	245	352	561	976
Ø	16	20	25	32	40
L	280	350	430	500	700
Washer	Ø 40-6	Ø 44-6	Ø 56-6	Ø 65-8	Ø 90-10
h _{ef}	165	223	287	335	502
d _b	38	46	55	70	90
k	10	12	13	15	18
Weight	0,7	1,2	2,2	4,1	9,2
Color code	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange

Table 4. Dimensions [mm], weight [kg], and color codes of HPM P Anchor Bolts.



	HPM 16 P	HPM 20 P	HPM 24 P	HPM 30 P	HPM 39 P
M	M16	M20	M24	M30	M39
A	140	140	170	190	200
Stress area of the thread	157	245	352	561	976
Ø	16	20	25	32	40
L	810	1000	1160	1420	2000
Washer	Ø 40-6	Ø 44-6	Ø 56-6	Ø 65-8	Ø 90-10
Weight	1,5	2,8	4,9	9,8	21,8
Color code	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange



JENKA Lifting System

For safe and efficient lifting of precast concrete elements

Version: Peikko Group 04/2016



Technical Manual

About JENKA Lifting System

1.2 JENKA short inserts

The JENKA Short Inserts, WAS, BSA and PSA, are used in applications where only limited anchoring depth is present, such as slabs. They are not intended for tilting up processes and the load angle is limited to 45°. This section describes the product properties of JENKA Short Inserts. Peikko's standard products are always delivered galvanized with Peikko Rd thread, which enables full compatibility with M thread. All dimensions given in this section are valid for all finishes and both Rd and M threaded items equally.

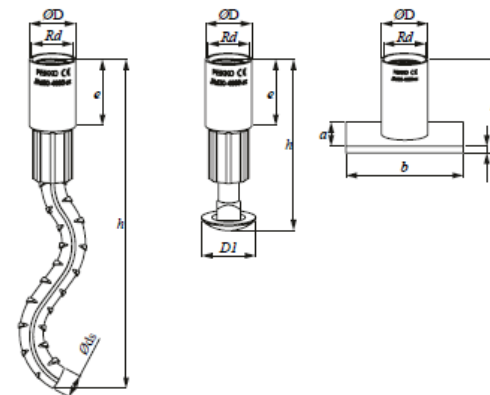
JRd30: JENKA Lifting Insert specialized Rd30 thread (standard item)

JM30: JENKA Lifting Insert metric M30 thread (available up on request)

1.2.1 Dimensions

JENKA Short Inserts are available in the standard lengths shown in *Figure 20* and *Table 15*. Inserts with customized lengths for special purposes are available upon request.

Figure 20. WAS, BSA and PSA insert types.



About JENKA Lifting System

Table 15. Dimensions of WAS/BSA/PSA inserts.

Item No. Jrd/JM	Dimensions							WAS h [mm]	BSA h [mm]	PSA h [mm]
	Rd/M [mm]	ØD [mm]	e [mm]	Ød [mm]	ØD1 [mm]	a x b [mm]	l [mm]			
12	12	15.0	22	8	20	25x35	4	150	60	30
14	14	18.0	25	10	24	35x35	4	155	70	33
16	16	21.0	27	12	30	35x50	4	175	80	35
18	18	24.0	34	14	38	45x60	5	225	90	44
20	20	27.0	35	14	38	60x60	5	250	100	47
24	24	31.0	43	16	46	60x80	5	275	115	54
30	30	40.0	56	20	46	80x100	6	350	150	72
36	36	47.0	68	25		100x130	6	450		84
42	42	54.0	80	28		130x130	8	500		98
52	52	67.0	100			130x150	10			117

Ordering example for Peikko JENKA WAS Inserts.

Item type with Rd thread with standard length.

WAS30x450
 WAS30Mx400S
 Item type WAS nominal thread size 30
 M for metric
 Overall length, special 400mm
 Stainless steel socket "S"



PLEASE NOTE:

Selecting items such as WAS30 or WAS30x350 defines same product because standard length will be selected when no other information is added. For customized lengths please use the following code: WAS30xL (L in mm). The method can also be applied to BSA or PSA inserts.

1.2.2 Weights of system components

Component weights are given in Table 16. This information is valid for Rd and M threaded products and for electro galvanized, black, or stainless steel finishes. These Tables only take into account standard product dimensions.

Table 16. Weight of JENKA Short Inserts.

Item No. Jrd/JM	WAS	BSA [kg/pcs]	PSA	Item No. Jrd/JM	WAS	BSA [kg/pcs]	PSA
12	0.1	0.1	0.1	24	0.6	0.4	0.4
14	0.1	0.1	0.1	30	1.2	0.7	0.7
16	0.2	0.1	0.1	36	2.0		1.2
18	0.3	0.2	0.2	42	3.1		1.8
20	0.4	0.3	0.3	52			2.9

About JENKA Lifting System

1.2.3 Safe working loads for JENKA Short Inserts

The resistance of the JENKA Lifting System is determined by a design concept that makes reference to the following standards and regulations.

EN1992-1-1:2011
Machinery directive 2006/42/EC
VDI/BV-BS6205:2012

The load capacities depend very much on how and in which combination the items will be used. For short JENKA Lifting Inserts, all JENKA Lifting Keys (TLL, JL, JLW) can be used at an angle β of 0–45°.

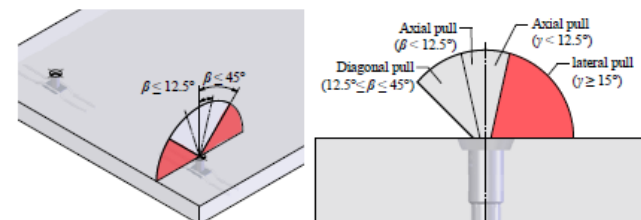
The safe working load capacities (SWL) are based upon specific dimensions and edge distances as given in the following sections. Before selecting an insert, take note of the design assumptions in this manual. The minimum compressive strength of the concrete at the moment of load application is 15 MPa.

Table 17 shows the safe working load levels of JENKA Short Inserts. Select inserts that are suitable for the planned load directions. Figure 21 illustrates the load directions related to this table.

Table 17. Safe working load (SWL) for JENKA Short Inserts.

Item No. Jrd/JM	Load Class	WAS SWL for β 0–45° [kN]	BSA SWL for β 0–45° [kN]	PSA SWL for β 0–45°		
				at 15 MPa [kN]	at 20 MPa [kN]	at 25 MPa [kN]
12	500	5	5	5	5	5
14	800	8	8	8	8	8
16	1200	12	12	10	12	12
18	1600	16	16	14.2	16	16
20	2000	20	20	18.3	20	20
24	2500	25	25	25	25	25
30	4000	40	40	40	40	40
36	6300	63		63	63	63
42	8000	80		80	78	80
52	12500			95	110	125

Figure 21. Load directions for JENKA Short Inserts.



PC SPUN PILES



Description

Type of piles	: Prestressed Concrete Spun Piles
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer



Design and Manufacturing References

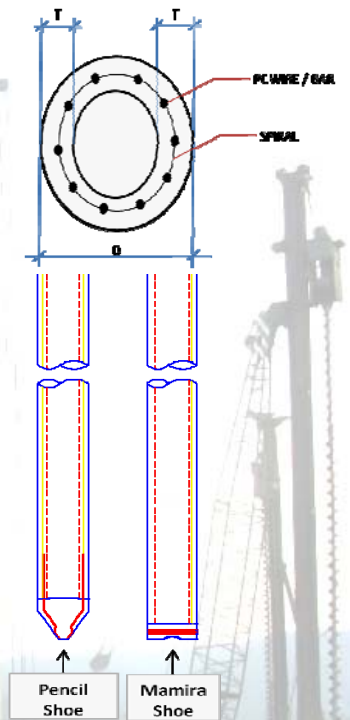
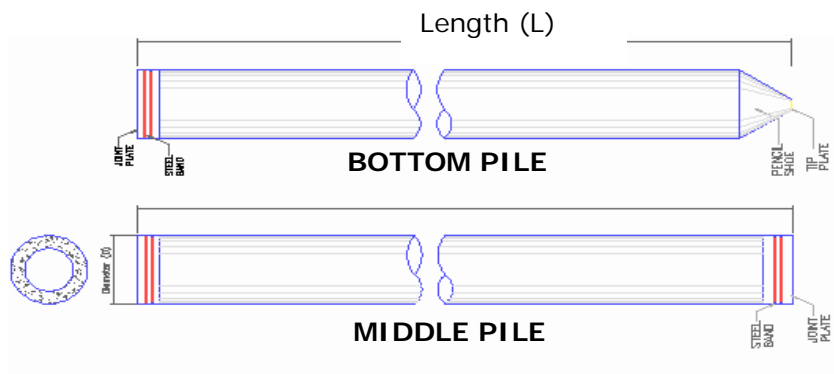
Design	JIS A 5335 - 1987 ACI 543R - 00	Prestressed Concrete Spun Piles Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code
Manufacturing	JIS A 5335 - 1987 WIKABETON-09-IK-005	Prestressed Concrete Spun Piles Piles Manufacturing Work Instruction



Specification of Material

Item	Referance	Description	Specification
Agregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregates	Standard product: type I Special order: Type II or V Type F: Water reducing admixtures
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049-2004	Portland Cement	
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Compressive strength at: 28 days : 600 kgf/cm2 (cube)
Concrete	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code	
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275/1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS-400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A S.1 / E 6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Shape and Dimension



Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3872	946	6 - 24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
		C				123.60	229.90	552.90
1200	150	A1	4948	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				130.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				200.00	400.00	721.10



DRILLING LOG

KLIENT	=	PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING	Remarks:
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN JALAN TOL SURABAYA - GRESIK	TANGGAL MULAI	=	11 DESEMBER 2012	UD = Undisturb Sample
TITIK BOR	=	BH-1	TANGGAL SELESAI	=	14 DESEMBER 2012	CS = Core Sample
MUKA AIR TANAH	=	± 0.00 m	MASTER BOR	=	HARNO	SPT = SPT Test
LOKASI PROYEK	=	KM. 7 + 100				

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test				N - Value	
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm				
														15 cm	15 cm	15 cm		
0.00	0.00	START OF BORING																
1.00	-1.00				SIRTU	ABU-ABU												
2.00	-2.00				LEMPUNG BERPASIR BERKERIKIL	COKLAT												
3.00	-3.00										-3.00	∇ SPT 1	0	0	0	0	● 0	
4.00	-4.00										-3.50							
5.00	-5.00																	
6.00	-6.00										-6.00	∇ SPT 2	1	0	0	1	● 1	
7.00	-7.00										-6.50							
8.00	-8.00				LEMPUNG LANAU		VERY SOFT	SPT = 0 s/d 1	-7.50	■ UD 01	-8.00							
9.00	-9.00										-9.00	∇ SPT 3	1	0	0	1	● 1	
10.00	-10.00										-9.50							
11.00	-11.00																	
12.00	-12.00					ABU-ABU					-12.00	∇ SPT 4	1	0	0	1	● 1	
13.00	-13.00										-12.50							
14.00	-14.00																	
15.00	-15.00										-15.00	∇ SPT 5	2	0	1	1	● 2	
16.00	-16.00										-15.50							
17.00	-17.00																	
18.00	-18.00				LEMPUNG LANAU BERPASIR HALUS BERKULIT KERANG		SOFT	SPT = 2 s/d 3	-15.50	■ UD 02	-16.00							
19.00	-19.00										-18.00	∇ SPT 6	3	0	1	2	● 3	
20.00	-20.00										-18.50							
21.00	-21.00										-21.00	∇ SPT 7	10	2	4	6	● 10	
22.00	-22.00										-21.50							
23.00	-23.00				LEMPUNG BERKERIKIL	ABU-ABU GELAP												
24.00	-24.00										-23.50	■ UD 03						
25.00	-25.00										-24.00	∇ SPT 8	20	4	8	12	● 20	
26.00	-26.00										-24.50							
27.00	-27.00					ABU-ABU	STIFF TO VERY STIFF	SPT = 10 s/d 29										
28.00	-28.00										-27.00	∇ SPT 9	26	5	11	15	● 26	
29.00	-29.00					ABU-ABU KECOKLATAN					-27.50							
30.00	-30.00										-30.00	∇ SPT 10	29	5	12	17	● 29	
31.00	-31.00				LEMPUNG BERLANAU	COKLAT	VERY STIFF	SPT = 29			-30.50							
32.00	-32.00										-31.50	■ UD 04						
					PASIR BERLANAU						-32.00							



DRILLING LOG

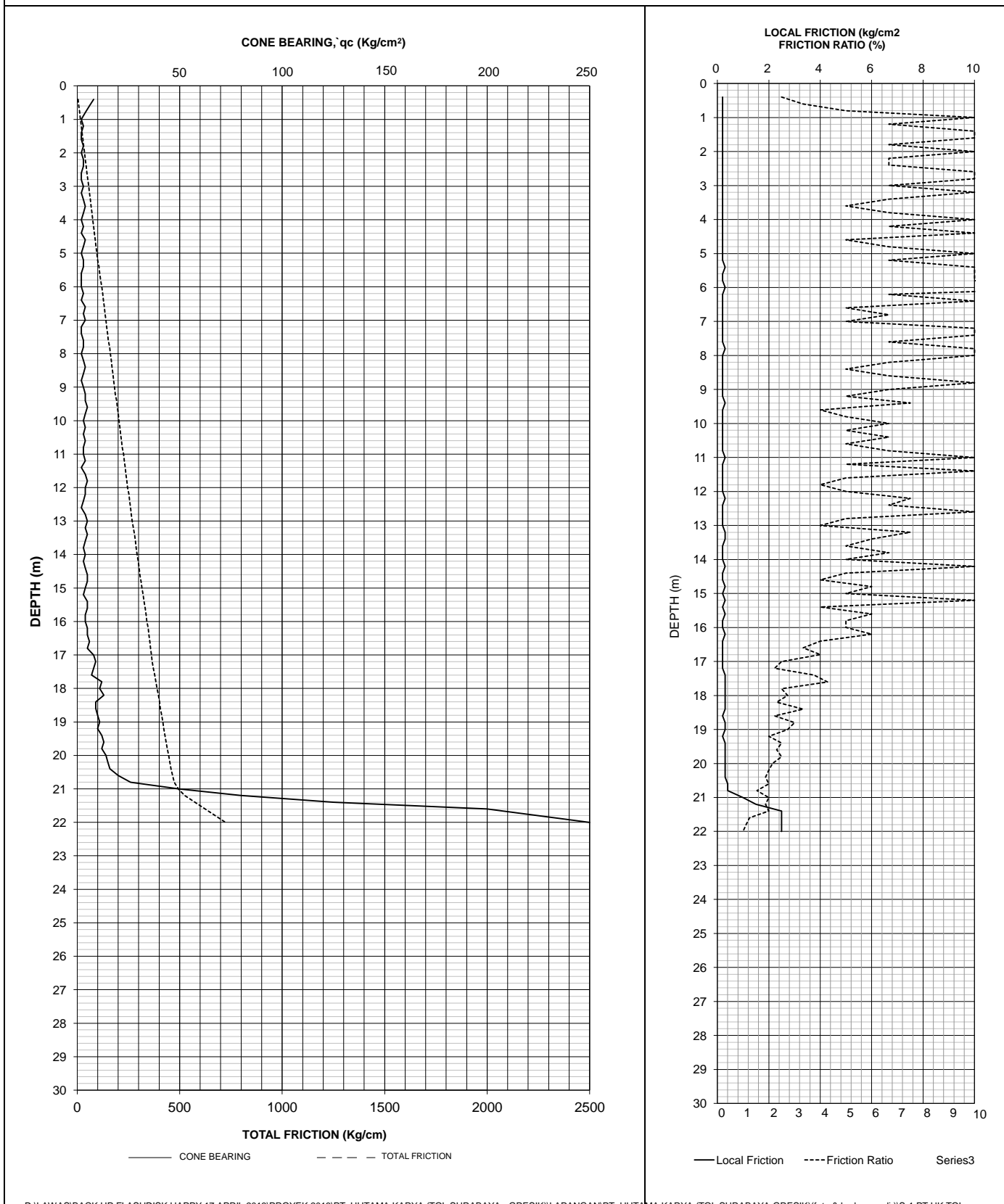
KLIEN	=	PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING	Remarks.
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN JALAN TOL SURABAYA - GRESIK	TANGGAL MULAI	=	11 DESEMBER 2012	UD = Undisturb Sample
TITIK BOR	=	BH-1	TANGGAL SELESAI	=	14 DESEMBER 2012	CS = Core Sample
MUKA AIR TANAH	=	± 0.00 m	MASTER BOR	=	HARNO	SPT = SPT Test
LOKASI PROYEK	=	KM. 7 + 100				

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test							
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value			
														15 cm	15 cm	15 cm				
33.00	-33.00				LANAU BERPASIR	ABU-ABU KECOKLATAN	HARD	SPT = 50		UD 05	-33.00	☒ SPT 11	> 50	13	21	32	<p>0 10 20 30 40 50</p> <p>50</p> <p>>50</p> <p>31</p>			
34.00	-34.00											-33.50								
35.00	-35.00				LANAU BERLEMPUNG BERKERIKIL		HARD	SPT = 50					-36.00	☒ SPT 12	> 50	15		25		
36.00	-36.00											-36.50								
37.00	-37.00																			
38.00	-38.00																			
39.00	-39.00				LEMPUNG		HARD	SPT = 31					-39.00							
40.00	-40.00											-39.50		-39.50	☒ SPT 13	31		6	12	19



Cone Penetrometer Test (CPT)

KLIEN	:	PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)			
PROYEK	:	PEMBANGUNAN JALAN TOL SURABAYA - GRESIK			
Titik	:	S-1	Master Sondir	:	HARNO
Lokasi	:	SURABAYA - GRESIK KM 7 + 100	Tanggal	:	14 DESEMBER 2012





REKAP HASIL TEST

KLIEN : PT. PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)
PROYEK : JALAN TOL SURABAYA - GRESIK
LOKASI : KM 7 + 100

POINT : BH-1
MASTER BOR : HARNO
DATE : 21 DESEMBER 2012

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRY								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-8.00	2.632	1.435	97.230	53.01	58.93	1.654	1.081	1.670	*	*	*
-16.00	2.739	1.378	100.000	50.31	57.95	1.731	1.152	1.731	*	*	*
-24.00	2.714	1.314	100.000	48.42	56.78	1.741	1.173	1.741	*	*	*
-32.00	2.679	1.275	100.000	47.59	56.04	1.738	1.178	1.738	*	*	*
-39.00	2.742	1.328	100.000	48.43	57.04	1.748	1.178	1.748	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	
-8.00	0.00	8.34	91.66	64.66	31.84	32.82	0	*	0.060	*
-16.00	0.00	23.33	76.67	50.91	29.65	21.26	0	*	0.124	*
-24.00	0.00	6.68	93.32	64.64	33.19	31.45	0	*	0.857	*
-32.00	0.00	84.91	15.09	NP	NP	NP	38	0	*	*
-39.00	0.00	6.13	93.87	64.48	34.21	30.27	0	*	0.133	*

REMARK G = Gravel (%) LL = Liquid Limit (%) ϕ = Angle of internal friction (degree)
 S = Sand (%) PL = Plastic Limit (%) C = Cohesion (kg/cm²)
 S + Cl = Silt + Clay (%) IP = Plastic Index (%) Cu = Cohesion Undrained (kg/cm²)

 Gs = Specific Gravity W_c = Water content (%) γ_{sat} = Saturated density (gr/cc)
 e = Void ratio n = Porosity (%) γ_d = Dry density (gr/cc)
 Sr = Degree of saturation (%) γ_t = Wet density (gr/cc)

 Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm²)
 Cc = Compression Index
 Cv = Compression of Consolidation (cm²/det)
 * = Not test



NAMA PEMBIMBING	: Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
NAMA MAHASISWA	: Ardhan Setya TA
NRP	: 3112100139
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Ulang Gedung Mercantile Tower Dengan Metode Beton Pra cetak
TANGGAL PROPOSAL	: 8 Maret 2016
NO. SP-MMTA	: 027876

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	5/10 '16	Perencanaan ETABS Preliminary Design Per-modelan ETABS	- Letak Shear wall tidak harus di lift (Coba di pinggir) - koefisien Inersia di pakai kdom = 0,7 Balok = 0,35 Shearwall = 0,35	
2	7/10 '16	Preliminary Design Per-modelan ETABS		
3	9/4 '17	- Analisis STRUKTUR	Kontrol Drift di buat grafik → tinggi dan drift.	
4	28/4 '17	- PERA DEBANGKIX Perencanaan Sekunder	- Pemilihan Sambungan	
5	5/5 '17	- Pemilihan Sambungan Struktur Primer	- Perencanaan Tulangan untuk Sambungan	
6	12/5 '17	- Perencanaan Tulangan untuk Sambungan	- Profil Sambungan	
7	19/5 '17	- Sambungan Balok - Kolom	- Sambungan kdom kdom	
8	24/5 '17	- Balok - balok	- Sambungan Pandasi kdom	
		- Tangga	- Balok Tangga	

BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Ardhian Setya Mulyawan ini dilahirkan di Temanggung pada tanggal 11 April 1994. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Muhammadiyah Condong Catur Sleman Yogyakarta, SMPN 5 Yogyakarta dan SMAN 8 Yogyakarta. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 melalui Program Kemitraan dan Mandiri dan terdaftar dengan

NRP 3112100138. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2017 dengan judul Tugas Akhir *“Perencanaan Gedung Mercantile Tower Menggunakan Metode Beton Pracetak Dengan Sambungan Kering Dan Sistem Ganda”*.

Email : ardhiseta@gmail.com